

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ABOUBEKR BELKAID – TLEMCCEN

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Métallique et Mixte

Thème :

**ETUDE ET DIMENSIONNEMENT D'UN HALL INDUSTRIEL
A REMCHI (W-Tlemcen)**

Présenté en par :

FEDAUCHE MANSOURIYA

Soutenu le **10/07/2019**

Devant le jury composé de :

Dr. HAMDAOUI KARIM

Président

Pr. BOUMECHRA NADIR

Encadrant

Dr. MISSOUM ABD ELGHANI

Encadrant

Dr. MAACHOU OMAR

Examineur

Remerciements

Je tiens en premier lieu à remercier DIEU qui m'a donné volonté force, patience, courage et santé pour réaliser ce travail.

Mes parents pour tous les bienfaits qu'ils nous ont accordés, leur écoute, leur disponibilité et leur grand Amour.

J'adresse, tout particulièrement mes remerciements à l'ensemble des enseignants de ma formation qui n'ont pas moqué d'apporter leurs soutiens durant le déroulement de mes études

*Je tien à signifier ma profonde reconnaissance à mon encadreur **Pr Boumechra Nadir** Co-encadreur **Dr Missoum abd elghani**, pour l'excellent suivi et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire ainsi que pour la grande confiance qu'il accordée.*

*C'est aussi avec un grand plaisir que j'exprime ma reconnaissance aux membres du jury **Dr Hamdaoui Karim** et **Dr Maachou Omar** qui ont accepté de juger ce travail, qu'ils en soient remerciés.*

dedicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail. Je le dédie à :

Mes très chers parents qui m'ont tant aidé avec leur soutien. Ce sont ma source de courage et de patience. Je leur exprime toute ma reconnaissance.

A ma mère et mon père que dieu tout-puissant sa garde en bonne santé.

*A mon mari **BENADLA IBRAHIM** et tous sa famille.*

A mes très chères sœurs et mes très chers frères.

A ma chères fedaouche manel que m aidés pour réaliser ce Modeste travail. A mes meilleurs amis.

A tous les professeurs qui m'ont enseigné tout au long de mon parcours d'études.

A toute la promotion G.M.M 2018 et à qui je souhaite beaucoup de chance et réussite dans l'avenir.

fedaouche mansouriya

Table des matières

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	1
I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation du projet.....	1
I.1.1.localisation et données concernant le site du projet :.....	3
I.1.2. Règlements utilisés.....	4
I.3. Mode de construction.....	4
I.3.1.Acier.....	4
I.3.2.Béton.....	5
I.4.LES ASSEMBLAGES:	5
I.4.1.Le boulonnage	5
I.4.2.Le soudage.....	5
Chapitre II : Evaluation des charges :.....	6
II.1.Introduction:.....	6
II.2.La charge permanente:.....	6
II.3.Les surcharges d'exploitation:.....	6
II.4.Dimension de l'ouvrage:.....	7
II.5.Etude de la neige:.....	7
II.6.Etude du vent.....	8
II.6.1.Détermination de coefficient dynamique Cd :.....	9
II.6.2.Détermination de la pression dynamique q_{réf}	9
II.7.1.Vent sur long pan :.....	10

II.7.2.Vent sur pignon:.....	12
II.6.3.Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :.....	12
II.6.4.Détermination de coefficient de pression intérieure C_{pi} :	14
II.7.Force de frottement du vent F_{fr} :.....	16
Chapitre II I: Etudes des éléments secondaires.....	18
III.1.Introduction.....	18
III.2.Les pannes:.....	18
III.2.1.Espacement entre pannes.....	18
III.2.2.Charges à prendre en considération :.....	18
III.2.3. Combinaisons des charges et action.....	19
III.2.4Dimensionnement des pannes.....	20
III.2.5. Resistance en section:.....	20
III.2.6.vérification à ELU.....	20
III.2.6.1 vérification à la flexion.....	20
III.2.6.2 vérification à la cisaillement.....	22
III.2.6.3vérification ou déversement.....	22
III.2.7. Formule de vérification ou déversement	23
III.2.7.1flexion déviées.....	23
III.3.1.calcul du moment résistant ou déversement	23
III.3.2.vérification à l'ELS.....	24
III.4. vérification à la flèche	24.
III.4.1.condition de vérification	25
III.3.calcul des lisses de bardages.....	25
III.3.1.introduction	25
III.3.2.détermination des sollicitation	25

III.3.3.Evaluation des charges et surcharges.....	25
III.3.4.calcul des lisses des bardages.....	25
III.3.4.1.Condition de résistances..... ;,.....	26
III.3.4.2.Verification a la flexion.....	27
III. 3.5.vérification à l'ELS.....	28
III.4.calcul des potelets :.....	29
III.4.1. calcul des charges et surcharges revenant au potelets le plus charge.....	29
III.4.2.Verification de la flèche à l'ELS :.....	30
III.4.3.Classe du profilé :.....	30
III.4.4.Incidence de l'effort normal :.....	31
Chapitre V : ETUDE SISMIQUE.....	33
V.1Introduction :.....	33
V.2.SPECTRE DEREPONSE DE CALCUL :.....	33
V.3.ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :.....	34
V.3.1.Modélisation de la structure :.....	35
V.3.2.Analyse modale	35
V.3.3.Choix de disposition des contreventements :.....	36
V.4 Vérification de la structure :.....	36
V.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :.....	36
V.4.2 Calcul de la force sismique total V :.....	36
V.4.3 Vérification des déplacements.....	38
Chapitre IV. ETUDE DES ÉLÉMENTS PORTEURS :.....	39
IV.1.Introduction :	39
IV.2. Les poteaux :.....	39
IV.2.1. Justification du poteau (IPE400) :	39
IV.2.1.1.Caractéristique du poteaux :	/.....39

IV.2.1.2 classe de la section transversal:	39
IV.2.1.3 candation de résistance(moment fléchissant +effort normal) :.....	40
IV.3. résistance au flambement :.....	41
IV.4. calcul des traverse :.....	43
IV.4.1 introduction :.....	43
IV.4.2. justification des traverse.....	43
IV.4.3. charge reparties sur la traverse :.....	43
IV.4.3.1. caractéristique des traverse.....	43
IV.5. effort sollicitant.....	43
IV.5.1. classe des la section travervale :.....	44
IV.5.2. vérification de la flèche(ELS) :.....	44
IV.5.3. coédition de résistance (moment fléchissant+ effort tranchant+ effort normal) :.....	45
IV.5.4 résistance de la traverse au déversement.....	46
IV.6. calcul de contreventement.....	48
IV.6.1. introduction :..... ;.....	48
IV.6.2. Les différent types de contreventement..... ;..... ;.....	48
IV.6.3. Effort du vent sur les pignon.....	49
IV.6.4 Calcul de le poutre au vent de pignon	49
IV.6.5. Evaluation des efforts horizontaux	50
IV.6.6. Evaluation des efforts horizontaux eu tête des potelets.....	50
IV.6.7. section de la diagonale :.....	51
IV.6.8 Résistance au flambement:	52
IV.6.9 Les éléments tendus (les diagonales).....	53
IV.6..9.1 Résistance plastique de calcul de section brute.....	53
IV.6.9.2 Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations.....	53
IV.6.9.3 Résistance plastique de calcul de section nette :.....	53

IV.6.10. Contreventement sur Lang pan:(palée de stabilité) :.....54

Chapitre VII : Assemblage :.....54

VII.1.Introduction :.....54

VII.2.boulonnage:.....54

VII.3.soudage :.....55

VII.4.Rôle des assemblage :.....55

VII.5.assemblage poteaux (IPE400—IPE330).....56

VII.5.1.effort sollicitant :.....57

VII.5.2.Soudure de la platine :57

VII.5.2.1 .cordon de soudure :.....57

VII.5.3.soudure de la semelle tendue ;.....57

VII.5.4.soudure de l'âme.....57

VII.6.Disposition constructives :.....58

VII.6.1.choix dia métive du boulon) :58

VII.6.1.1.pince longitudinale :.....59

VII.6.1.2.pince transversale :.....59

VII.6.2.calcul des boulons sollicités en traction :.....59

VII.6.3.calcul des boulons cisaillement :.....59

VII.6.4.verification de la pression diamétral :59

VII.7.liaison traverse- traverse(IPE330—IPE330) :.....60

VII .7.1.effort sollicitant :.....60

VII.7.2.soudure de la platine.....61

VII.7.2.1.cordon de soudure.....61

VII.7.3.soudure de la semelle tendue.....61

VII.7.4. soudure la l'âme ;.....61

VII.7.5.Disposition constructives ;.....	62
VII.7.6. calcul des boulons sollicitent en traction :.....	63
VII.7.7.calcul des boulons sollicitant au cisailaient ;.....	63
VII.7.8.vérification de la pression diamétrale :.....	63
VII.8.assemblage pied de poteaux ;.....	63
VII.8.1.introduction :.....	63
VII.8.2.dimensionnement de la plaque d'assise :.....	63
VII.8.3.verification de la contrait de comprissions sur la semelle :.....	64
VII.8.4.condition d'équilibre du BAEL :.....	64
VII.8.5.verification de la tige d'ancrage :.....	66
Chapitre VIII :Fondation	70
VIII.1.Introduction :	70
VIII.2.rapport géotechnique :	70
VIII.3.charges a prendre en considération :.....	70
VIII.4.Dimensionnement de la semelle:.....	71
VIII.4.1.Détermination de A et B :.....	71
VIII.4.2.Détermination de d et h:	71
VIII.4.3. :calcul du ferrailage :.....	71
VIII.4.4.Détermination de la hauteur du patin 'e' :	72
VIII.4.5.verifiction du poinçonnement :.....	72
VII.4.6clcul des longrines :.....	73
VII.4.7.calcul du ferrailage :.....	74

Liste des tableaux :

Tableau II 1 Cpe pour les parois verticales.....	11
Tableau II 2 Cpe pour les parois verticales.....	13
Tableau II 3 les pressions Qj dans la paroi verticale.....	15
Tableau II 4 les pressions Qj dans la toiture.....	15
Tableau II 5 les pressions Qj dans la paroi verticale.....	15
Tableau II 6 les pressions Qj dans la toiture.....	15
Tableau II 7 Les pressions Qj dans la paroi vertical.....	15
Tableau II 8 Les pressions Qj dans la toiture.....	15
Tableau II 9 les pressions Qj dans la paroi verticale.....	15
Tableau II 10 les pressions Qj dans la toiture.....	16
Tableau III 1 Caractéristiques du profilé IPE 120 de la panne.....	21
Tableau III 2 Caractéristique géométrique d'IPE 140.....	28.
Tableau III 3 Caractéristique géométrique d'HEA 240.....	31
Tableau IV 2 Résultante des forces sismiques à la base.....	38
Tableau IV 3 Déplacements relatifs dans le sens (x-x).....	38
Tableau IV 4 Déplacements relatifs dans le sens (y-y).....	38
Tableau IV 1 Caractéristiques du profilé IPE400.....	39
Tableau IV 2 caractéristiques du profilé IPE330.....	43
Tableau VII Valeurs nominales de fy et fu.....	54

Liste de figure :

Chapitre I : GENERALITES

Figure I.1 : présentation du projet	3
Figure I.2 : Localisation du projet.....	4
Figure I.2 : Dimensionnement du projet.....	7

Chapitre II : EVALUATION DES CHARGES

Figure II.1 : versant de la toiture.....	19
Figure II.2 : toiture à grand versant.....	19
Figure II.3 : les directions du vent.....	19

Chapitre III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III.1 : cas de charge placé en 1/3 et 2/3.....	20
Figure III.2 : cas de charge placé en 1/3 et 2/3.....	20
Figure III. 3 : cas de charge de neige.....	20
Figure III. 4:cas de l'effet de vent.....	20

Chapitre IV : ETUDE SISMIQUE

Figure IV .1 : spectre de réponse.....	35
--	----

Chapitre VII : CALCUL DES ASSEMBLAGES:

Figure VII. 1 : Assemblage Poteau-traverse.....	56
Figure VII. 2 : Assemblage 3D poteau-traverse.....	56
Figure VII. 3 : Assemblage traverse-traverse.....	60
Figure VII. 4 : Assemblage 3D traverse-traverse.....	60
Figure VII 5 Détail de jonction poteau-fondation.....	64
Figure VII 5 Détail 3D de jonction poteau-fondation.....	64
Figure VII 5 tige d'ancrage.....	67

Chapitre VIII : ETUDE DES FONDATIONS :

Figure VIII.1: Ferrailage des semelles isolées.....71

Figure VIII.2: Ferrailage des longrines.....71

.LISTE DES NOTATIONS

Majuscules latines

- A : Section brute d'une pièce.
 A_{net} : Section nette d'une pièce.
 A_w : Section de l'âme.
 A_v : Aire de cisaillement.
 C_t : Coefficient de topographie.
 C_r : Coefficient de rugosité.
 $C_{p,net}$: Coefficient de pression nette.
 C_e : Coefficient d'exposition.
 C_d : Coefficient dynamique.
E : Module d'élasticité longitudinale de l'acier (E=2.1 105MPa).
F : Force en générale.
G : Module d'élasticité transversale de l'acier (G=81000 MPa).
G : Charge permanente.
I : Moment d'inertie.
 k_0 : Coefficient de flambement.
 k_t : Facteur de terrain.
L : Longueur.
M : Moment de flexion.
 M_{sd} : Moment fléchissant sollicitant.
 M_{rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{pl} : Moment plastique.
 $M_{b,rd}$: Moment de la résistance au déversement .
 N_{plrd} : Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{blr,d}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{sd} : Effort normal sollicitant.
 N_{tsd} : Effort normale de traction.
 N_{csd} : Effort normal de compression.
 N_{crd} : Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
Q : Charge d'exploitation.
R : Coefficient de comportement de la structure.
S : La charge de la neige.
 V_{sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{réf}$: Vitesse de référence du vent.
 w_{pl} : Module de résistance plastique.

W : Poids de la structure

Minuscules latines

f : La flèche.

f_y : Limite d'élasticité.

h : Hauteur d'une pièce.

l : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).

l_f : Longueur de flambement.

t : Épaisseur d'une pièce.

t_f : Épaisseur d'une semelle de poutre.

t_w : Épaisseur de l'âme de poutre.

z : Hauteur au-dessus du sol.

z_0 : Paramètre de rugosité.

z_{eq} : Hauteur équivalente.

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β_w : Facteur de corrélation.

λ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

ϕ_{LT} : Rotation de déversement.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

μ : coefficient de forme de la charge de neige

INTRODUCTION

INTRODUCTION GENERALE

Dans le cadre de l'obtention du diplôme de master en Génie civil option construction métallique et mixte, nous sommes menés à réaliser un projet de fin d'étude, ce dernier consiste à calculer et à dimensionner une structure afin qu'elle remplisse sa mission tel que les normes conceptuelle et technique soit remplie. Cette construction servira au stockage et à l'emballage de confiserie, réalisé dans la localité De remchi de la wilaya de TLEMCEM.

Ce mémoire s'oriente exclusivement vers l'étude structurale d'un hall métallique tout en conciliant l'aspect du dimensionnement manuel et celui du dimensionnement à base de logiciel Robot.

Ainsi pendant plusieurs mois j'ai concrétisé de nombreuses connaissances théoriques antérieurement acquises (parcours universitaires) ; Ceci vient à point nommé renforcer mes capacités techniques indispensables à concrétiser un projet de fin d'étude en monôme .Notre travail contient plusieurs chapitres. Après l'introduction :

- Présentation de l'ouvrage.
- L'évaluation des charges permanentes, d'exploitations selon le règlement Algérien charges et surcharges et aussi les charges climatiques (neige et vent) selon le « RNV2013 »
- Le dimensionnement des éléments de la structure secondaire et porteurs selon le règlement « CCM97 ».
- L'étude dynamique et sismique du bâtiment selon le « RPA99 » pour choisir le système de contreventement afin d'assurer la stabilité de la structure en utilisant le logiciel « sap2000V14 ».et « ROBOT»
- Etudier les différents assemblages métalliques de la structure selon le règlement « CCM97 ».
- L'étude de l'infrastructure selon le « BAEL91 ».

Notre mémoire est finalisé par une conclusion générale

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

La construction métallique a connu ces dernières années un essor important puisqu'elle a montré qu'elle peut être économique à souhait et présente un certain nombre d'avantages indéniables par rapport aux constructions classiques. Dans le but d'aller de l'avant, les concepteurs redoublent d'effort pour trouver des systèmes plus performants et répondant à un souci économique de plus en plus exigeant. La stabilité latérale de ces constructions constitue le problème primordial. Nous l'avons appris à nos dépens lors des différents tremblements de terre enregistrés. Dans ce type de construction, cette stabilité est assurée par différents systèmes de contreventement en amélioration perpétuelle. Parmi les structures dissipatives résistantes aux séismes, il existe essentiellement trois systèmes structuraux :

- Les structures en portique autostable : Dans ce type de structure, la résistance aux forces horizontales est assurée principalement par la flexion des poteaux et des poutres.
- les structures à palées triangulées centrées : Ce sont des structures pour lesquelles l'intersection des barres du système de contreventement coïncide avec le milieu des éléments porteurs et ou avec les jonctions poteaux-poutres. Pour ce genre de structure la stabilité latérale est assurée soit par les diagonales tendues (contreventement en X), soit par la combinaison simultanée des diagonales tendues et comprimées (contreventement en V et V renversé).
- les structures à palées excentrées : Dans ce type de structure, l'intersection des barres de contreventement peut se localiser à n'importe quel point de la poutre selon la configuration adoptée. Notre étude ne concerne cependant que les systèmes de contreventement. Elle a pour principaux buts la comparaison entre le comportement des configurations en X, en V, et en V renversé et en K, et montrer l'influence des méthodes dynamiques utilisées pour l'évaluation de l'effort sismique.

I.2.Présentation du projet :

Le projet en question est un hall métallique présentant une structure en portique Poteau traverse avec des fondations superficielles en béton armé couverte par une Toiture à deux versants symétriques en charpente métallique, implanté sur une surface de 924 m².

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

le présent ouvrage a une caractérisée par les dimensions suivante :

Largeur totale: 22 m

Longueur totale: 42 m

Hauteur totale: 9.064 m

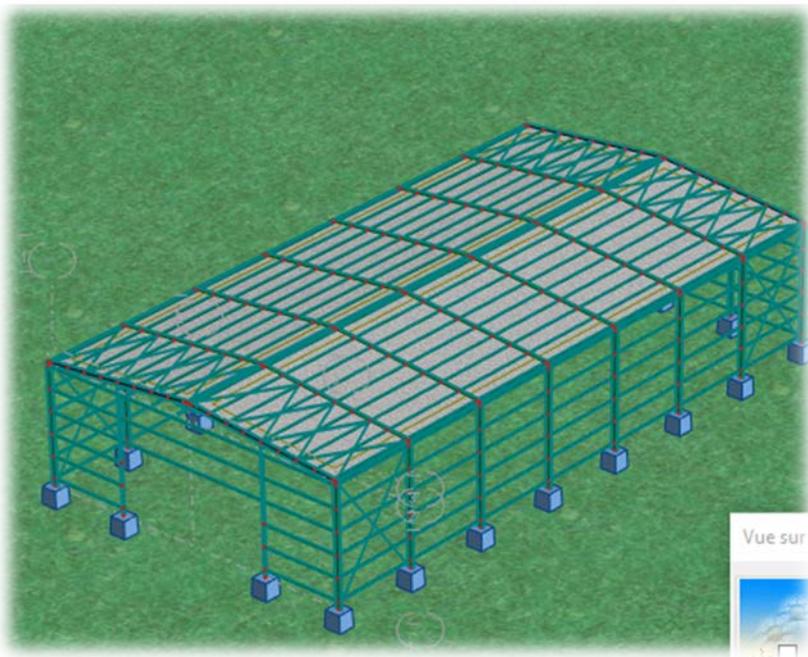
La toiture se compose d'une toiture à deux versants d'une pente de 5.5°

Nombre de portique: 7

.Altitude :213m

I.1.2. Localisation et données concernant le site du projet :

Ce projet se situe à la zone de REMCHI dans la wilaya de TLEMCEN qui est une zone de faible sismicité classée dans la zone I



I.1 Présentation du projet

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



I.2 localisation de l'ouvrage

I.1.2. Règlements utilisés :

Pour justifier la sécurité on se base sur les règlements suivants :

1. règlement Neige et Vent « RNVA99 v2013».
2. règlement parasismique algérien « RPA99version2003 »
3. béton armé aux états limites « BAEL91».
4. « DTRB.C2.2 »charge permanentes et charge d'exploitation.
5. règlement « CCM 97 » .

I.3.Mode de construction :

Une bonne connaissance des matériaux utilisés en construction métallique est indispensable pour la réalisation d'une structure, aussi bien pour sa conception ou sa résistance.

Dans le cadre de notre projet on a opté pour les matériaux suivants :

I.3.1.Acier :

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

- La résistance à la traction : $F_u = 360 \text{ MPa}$
- La limite élastique : $F_y = 235 \text{ MPa}$
- Le module de Young : $E = 210000 \text{ MPa}$
- coefficient de poisson : $\nu = 0,3$
- Module d'élasticité transversale : $G = 84\ 000 \text{ MPa}$
- Le coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^{-6} \text{ m/}^\circ\text{C}$

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.3.2. Béton :

- le béton utilisé est dosé à 350kg/ m³.
- béton de propreté est dosé à 150 kg/m³

Le béton utilisé est défini du point de vue mécanique par :

- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- résistance à la traction : $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$
- Poids volumique: $\rho = 2500 \text{ da N/m}$
- Module d'élasticité: $E = 1400 \text{ da N/mm}^2$

I.4. LES ASSEMBLAGES :

I.4.1. Le boulonnage :

Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons ordinaire de haute résistance (HR) classe 10.9 et 8.8 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

I.4.2. Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

EVALUATION DES CHARGES

Chapitre II : Evaluation des charges :

II.1.Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons définir les différentes charges agissant sur notre structure, qui se résument dans l'action des charges permanentes et d'exploitation, des effets climatiques,. Ces charges ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2. La charge permanente :

Elle comprend non seulement le poids propre des éléments structuraux principaux et secondaires, mais aussi le poids des éléments incorporés aux éléments porteurs tels que : la couverture, le bardage et autres.

- Bardage :

Tôles nervurées (TN40) en Zinc.....12kg/m²

Poids propre : P =15,80 kg/m².

Limite de rupture : fu=360 Mpa.

Limite d'élasticité : fy =235 Mpa.

Flèche admissible : $\delta_{max}=l / 200$

Masse volumique de polyuréthane : $\rho=40 \text{ Kg/m}^3$

Moment d'inertie : I = 659 cm⁴

- Toiture :

Tôles nervurées (TN40) en Zinc.....12kg/m²

II.3.Les surcharges d'exploitation :

Elles résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui les constituent, ou à celui des équipements fixes. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes et pour un mode normal d'occupation. Surcharges d'entretien :

Charges ponctuelles de 1 kN au 1/3 et 2/3 de la portée d'une panne.

EVALUATION DES CHARGES

II.4.Dimension de l'ouvrage :

- Longueur : $a= 42\text{m}$
- Largeur : $b= 22\text{m}$
- Hauteur : $H=9,064\text{m}$ (tête de poteau centrale)
- Hauteur : $h=8\text{ m}$
- Toiture à 2 versant de degré $\alpha=5.5$

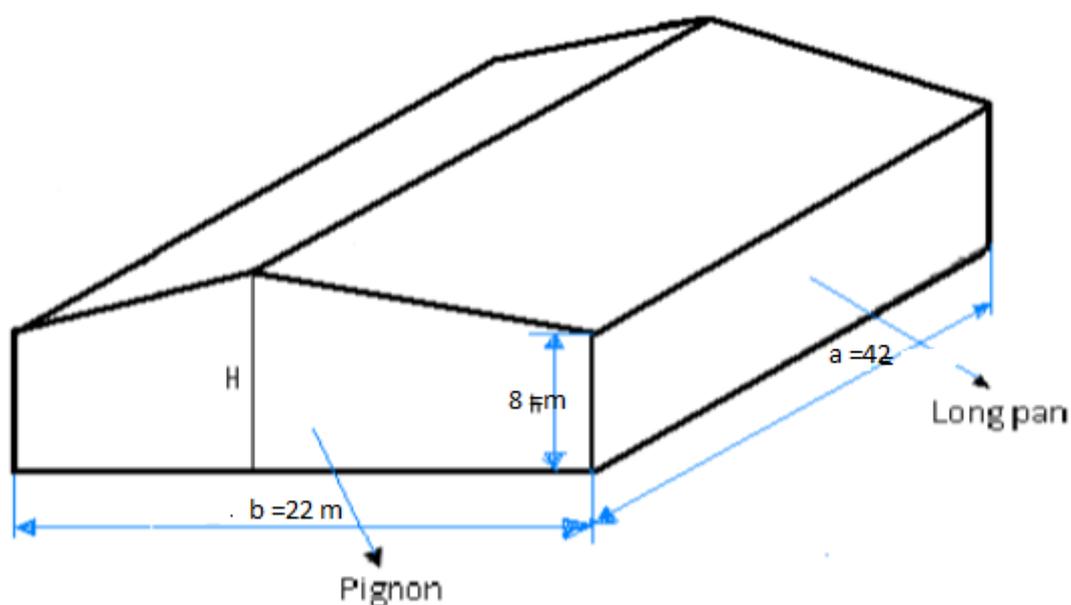


figure II 1 dimensionnement de l'ouvrage

II.5.Etude de la neige :

Le calcul des charges de neige se fait conformément à la réglementation en vigueur « RNV99 v2013 » (D.T.R-B.C-2.47). La charge caractéristique de la neige par unité de surface.

Les données relatives au site :

Lieu de réalisation : REMCHI

EVALUATION DES CHARGES

Altitude géographique : $H=213\text{m}$

- Zone de neige : B [R.N.V.99 v2013]
- Zone du vent : I [R.N.V.99 v 2013]
- Site plat : $C_t(z)=1$ [R.N.V.99 v2013]
- Catégorie du terrain : III [R.N.V.99 v2013]

La charge de la neige sur la toiture est donnée par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k \quad \dots\dots\dots [\text{R.N.V.99 v2013}]$$

On a l'angle de versant : $\alpha = 5.5^\circ : 0 \leq \alpha \leq 30$ [R.N.V.99 v2013]

Donc le coefficient de forme : $\mu = 0,8$

Et la charge de neige sur le sol est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0,04 \times H + 10}{100}$$

$$\text{AN : } s_k = \frac{0,04 \times 213 + 10}{100} = 0,185$$
$$s_k = 0,185 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge de la neige sur la toiture est : $S = \mu \times S_k = 0,8 \times 0,185$
 $S = 0,148 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

II.6. Etude du vent :

Notre zone du vent est : zone I $\rightarrow Q_{ref} = 435 \text{ N/m}^2$ [R.N.V.99 v2013]
Le site plat $\rightarrow C_t(z)=1$ [R.N.V.99 v2013]

La catégorie du terrain : III

$K_T = 0,215$ $Z_0 = 0,3\text{m}$ $Z_{min} = 5\text{m}$ $\varepsilon = 0,61$... [R.N.V.99 v2013]

Tel que :

- K_T : facteur du terrain.
- Z_0 : paramètre de la rugosité [m].
- Z_{min} : hauteur minimale [m].

La pression due au vent est donnée par la formule suivante :

EVALUATION DES CHARGES

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{réf}} \cdot C_e(Z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

q_{réf} : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone de vent;

C_e : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t)

II.6.1. Détermination de coefficient dynamique Cd :

II.6.1.1. Vent perpendiculaire au long pan :

$$h=9.064 \text{ m} \quad \text{et} \quad b=42 \text{ m} \rightarrow C_d \approx 1 \quad H \leq 15 \text{ m}$$

II.6.1.2. Vent perpendiculaire au pignon :

$$h=9.064 \text{ m} \quad \text{et} \quad b=22 \text{ m} \rightarrow C_d \approx 1 \quad H \leq 15 \text{ m}$$

II.6.2 Détermination de la pression dynamique :

On calculera la pression dynamique :

à mi-hauteur de chaque partie pour ce qui concerne la paroi verticale , et pour ce qui concerne la toiture

on le calcul à la hauteur totale **Z**.

Pour une structure q_{dyn} est donnée par la formule suivante :

$$q_{\text{dyn}}(Z_j) = q_{\text{réf}} \cdot C_e(Z_j) \text{ [N/m}^2\text{]}$$

Avec :

- **q_{réf}** : La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone de vent;
- **C_e** : Coefficient d'exposition au vent, en fonction du coefficient de rugosité (C_r), et du coefficient de topographie (C_t)

II.6.2.1. Détermination du coefficient d'exposition C_e(z_j) :

On a utilise la formule suivante :

$$C_e = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7 \times I_v(z)] \quad \dots \text{ [R.N.V.99]}$$

II.6.2.2.1 Intensité de la turbulence (I_v) :

- $I_v(z) = \dots \dots \frac{1}{c_t(z) \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad Z > Z_{\text{min}} \quad \text{[DTR eq 2.4.6]}$
- $I_v(11,71) = 0,293 \quad \text{toiture}$
- $I_v(4,91) = 0,304 \quad \text{parois vertical}$

EVALUATION DES CHARGES

II.6.2.2. Détermination du coefficient de la rugosité C_r :

Pour calculer le coefficient de rugosité on utilise les formules suivantes :

$$C_r : \begin{cases} KT \ln \frac{Z_{min}}{0,3} \dots \dots \dots Z < Z_{min} \dots \dots (1) \\ KT \ln \frac{Z_j}{0,3} \dots \dots \dots Z_{min} \leq Z \leq 200m \dots \dots (2) \end{cases}$$

Pour notre structure ont choisir (2) :

- $Z=9.064m$ pour toiture
- $Z=8m$ pour parois vertical.(à mi-hauteur $Z=4m$)

Donc :

- $C_r(9.064) = 0.215 \times \ln = 0,749$ toiture
- $C_r(4) = 0.215 \times \ln = 0,705$ parois vertical

Donc on a :

$$\begin{aligned} &\triangleright C_e = 1^2 \times (0,705)^2 \times [1 + 7 \times 0,293] = 1,9025 && \text{toiture} \\ &\triangleright C_e = 1^2 \times (0,750)^2 \times [1 + 7 \times 0,304] = 1,7907 && \text{parois vertical} \end{aligned}$$

Dans la toiture:

$$Q_{dyn}(9.064) = 435 \times 1,9025 = 827,587N/m^2 \quad Q_{dyn}(z) = 827,5N/m^2$$

Dans la paroi verticale:

$$Q_{dyn}(4) = 435 \times 1,79 = 778,95N/m^2 \quad Q_{dyn}(z) = 778,95N/m^2$$

II.6.3. Détermination de coefficient de pression extérieure C_{pe} :

La détermination de coefficient de pression C_{pe} est faite pour chaque direction du vent et dans chaque surface de la paroi considérée et pour cela on utilise les formules suivantes : [R.N.V.2013]

- - $C_{pe} = C_{pe1}$ $S_d \leq 1m$
- - $C_{pe} = C_{pe1} + (C_{pe10} - C_{pe1}) \log_{10}(s)$ $1m^2 < S < 10m^2$
- - $C_{pe} = C_{pe10}$ $S_t \geq 10m^2$

Tel que : s : est la surface chargée de la paroi considérée en m^2 .

II.6.3.1. Vent perpendiculaire au long pan:

II.6.3.1.1. pour les parois verticales :

Pour cette direction du vent on à:

EVALUATION DES CHARGES

$b=42\text{ m}, \quad d=22\text{m}, \quad h=8\text{m}$

et $e= \min[b, 2h]=\min(42 ; 2 \times 8)=16\text{m} \quad \rightarrow e=16\text{m}.$

on a : $d=22\text{m} > e=16\text{m}$

Données géométrique du vent sur parois :

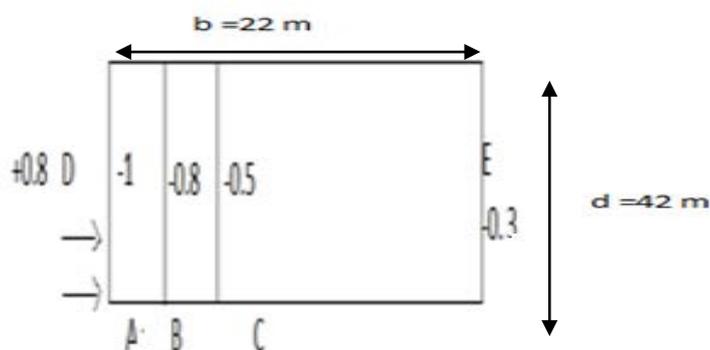
Face AB(V1) et DC (V3)			
e(m)	b(m)	d(m)	h(m)
18.12	22	42	9.064
D	$A=e /5$	3.624	
donc :	$B=e-A$	14.49	
A,B,C	$C=d-e$	23.88	

On prend : $C_{Pe} = C_{pe10}$

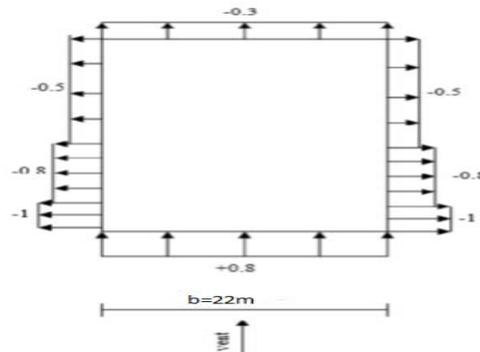
les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

les zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II 1 C_{pe} pour les parois verticales



EVALUATION DES CHARGE



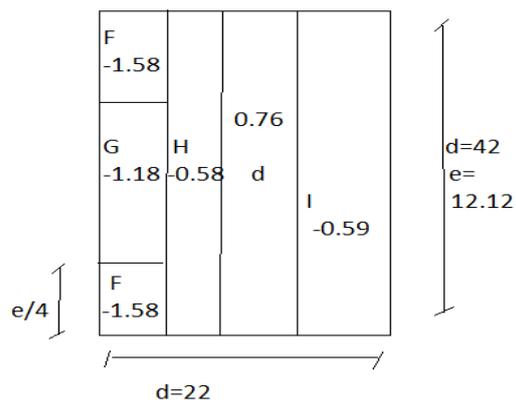
II.6.3.1.2. pour la toiture:

Pour cette direction du vent on à $b=42\text{m}$. $h=9.064\text{m}$.

et $e=\min[b,2h]=18.12\text{m}$ $e=18.12\text{m}$.

et les résultats sont

$F=-1,58$ $H=0,58$ $I=-0,59$ $J=-1,18$ $d=0,76$



II.6.3.2. Vent perpendiculaire au pignon:

EVALUATION DES CHARGES

II.6.3.2.1. pour les parois verticales:

Pour cette direction du vent on à: $b=22\text{m}$, $d=42\text{m}$, $h=8\text{m}$

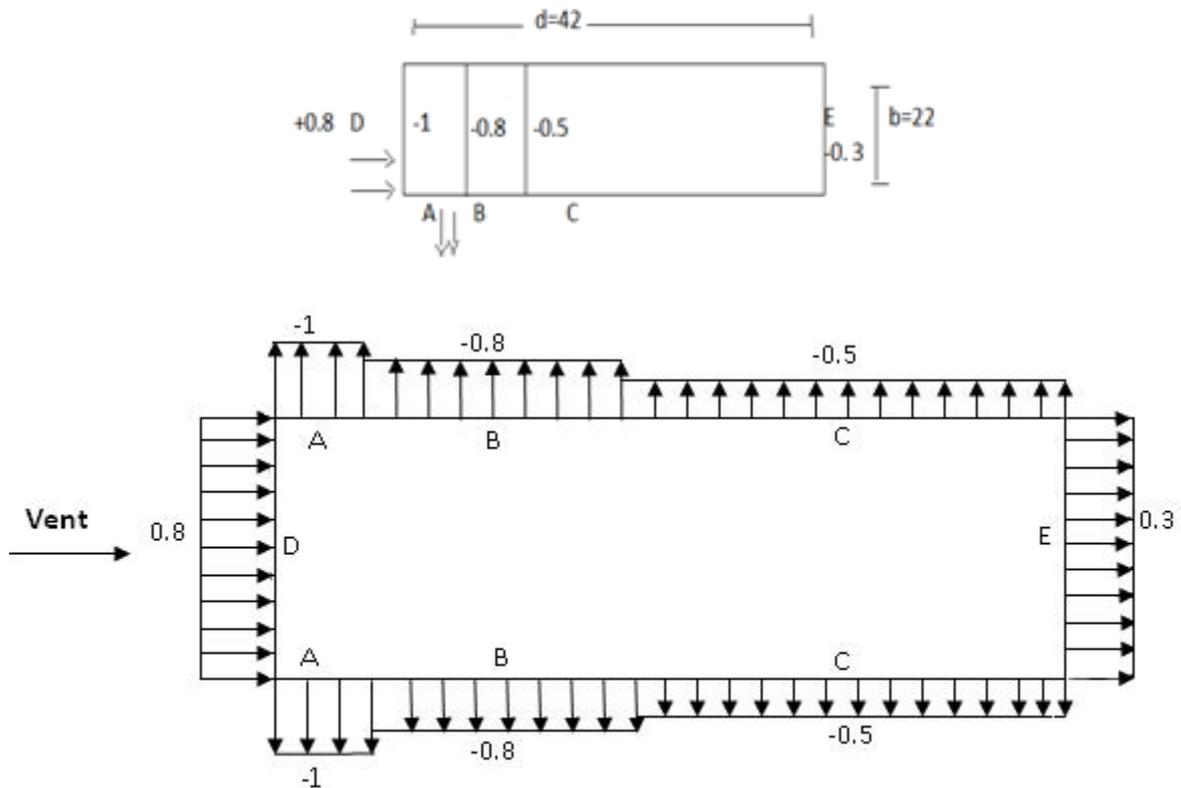
et $e=16\text{m}$. Et on a : $d=32\text{m} > e=16\text{m}$.

On prend la formule est : $C_{pe} = C_{pe10}$

Et les coefficients de pression extérieure C_{pe} dans chaque zone sont donnés dans le tableau suivant :

les zones	A	B	C	D	E
C_{pe}	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Tableau II 2 C_{pe} pour les parois verticales

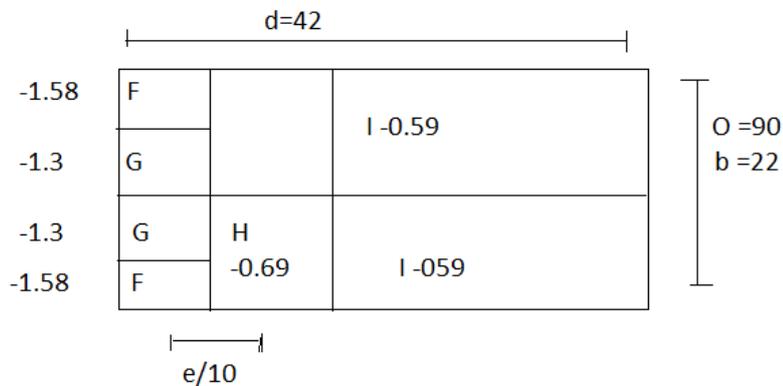


II.6.3.2.2. pour la toiture:

Pour cette direction du vent on à $b=22\text{m}$, $h=9.064\text{m}$ et $e=18.12\text{m}$.

$$\alpha = 5.5$$

EVALUATION DES CHARGES



II.6.4. Détermination de coefficient de pression intérieure Cpi :

Le coefficient de pression Cpi est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p qu'il est défini comme suit :

$$\mu_p = \frac{\sum \text{des surfaces des ouvertures sous le vent et parallèles au vent}}{\sum \text{des surfaces de toutes les ouvertures}}$$

- vent sur long-pan (sens V₃)
Up=0.09 cpi=-0,3
- Vent sur pignon (sens V1)
Up=0.9 Cpi =-0.55
- Vent sur long pon (sens V4)
Up=0 cpi =0.8
- Vent sur pignon (sens V2)
Up =0 cpi=+0.8

❖ Détermination de la pression du vent Qj :

$$Q_j = C_d \times Q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi})$$

EVALUATION DES CHARGE

Tableau1 :

Paroi vertical V1 et V3							
Zone	C_{af}	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi(V1)}$	$q_{j(N/n^2)}$	$C_{pi(V3)}$	$q_{j(N/n^2)}$
A	1	827.58	-1	0.35	-1117.23	-0.3	-578.31
B	1	827.58	-0.8	0.35	-951.72	-0.3	-413.79
C	1	827.58	-0.5	0.35	-703.44	-0.3	-165.51
D	1	827.58	+0.8	0.35	372.41	-0.3	910.338
E	1	827.58	-0.3	0.35	-537.92	-0.3	0

Tableau2 :

Paroi vertical V2 et V 4							
Zone	C_f	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi(V2)}$	$q_{j(N/n^2)}$	$C_{pi(V4)}$	$q_{j(N/n^2)}$
A	1	827.58	-1	-0.33	-554.47	-0.34	-546.20
B	1	827.58	-0.8	-0.33	-388.96	-0.34	-380.68
C	1	827.58	-0.5	-0.33	-140.68	-0.34	-132.41
D	1	827.58	+0.8	-0.33	935.16	-0.34	943.33
E	1	827.58	-0.3	-0.33	24.82	-0.34	33.10

- Pour $\alpha=5.5$

Tableau3 :

Versant toiture V1 et V3							
Zone	C_f	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi(V)}$	q_j	$C_{pi(V3)}$	$Q_{j(N/n^2)}$
F	1	827.58	-1.58	0.35	-1597.22	-0.3	-1059.3
G	1	827.58	-1.18	0.35	-1266.19	-0.3	-728.27
H	1	827.58	-0.59	0.35	-777.92	-0.3	-239.99
I	1	827.58	-0.59	0.35	-777.92	-0.3	-239.99
J	1	827.58	0.78	0.35	355.85	-0.3	397.23

Tableau4 :

Versant toiture V2 et V4							
Zone	C_f	q_{dyn}	C_{pe}	$C_{pi(V2)}$	q_j	$C_{pi(V4)}$	q_j
F	1	827.58	-1.58	-0.33	-1034.47	-0.34	-1026.19
G	1	827.58	-1.3	-0.33	-802.75	-0.34	-794.47
H	1	827.58	-0.69	-0.33	-297.92	-0.34	-239.99
I	1	827.58	-0.59	-0.33	-215.17	-0.34	-206.89

EVALUATION DES CHARGE

II.7. Force de frottement du vent :

Le calcul de la force de frottement F_{fr} est conditionné par les conditions suivantes :

$$\begin{cases} d/b \geq 3 \\ d/h \geq 3 \end{cases}$$

- $d/b = 42/22 = 1.9$
- $d/h = 42/9.064 = 4.63$

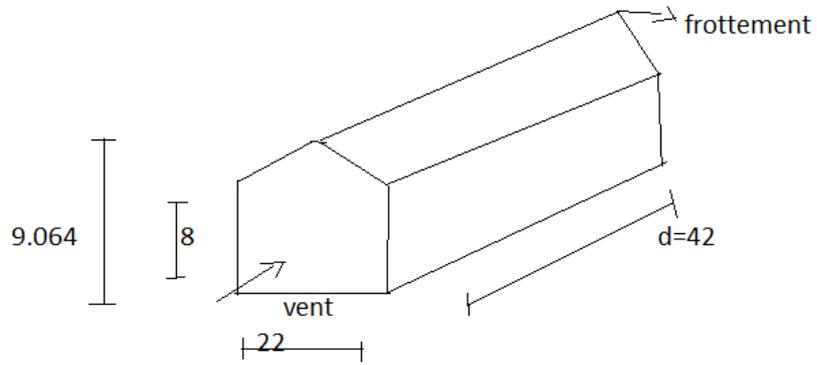
donc : $F_{fr} = \sum (Q_{dyn} \cdot C_{fr} \cdot S_{fr})$

Avec :

- Q_{dyn} : Pression dynamique du vent
- C_{fr} : Coefficient de frottement pour l'élément de surface : pour les parois lisses $C_{fr} = 0,01$
- S_{fr} : L'aire de l'élément de surface.

Surface considérée	$Q_{dyn}(N/n^2)$	C_{fr}	$S_{fr}(m^2)$	$F_{fr}(daN)$
Toiture	82.75	0.01	928.27	768.14
Paroi vertical	82.75	0.01	672	556.08
Total				1324.22

EVALUATION DES CHARGE



ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1.Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à définir les profiles qui devront résister aux différentes sollicitations au quelle ils sont soumis au règle de CCM97, le principe de la vérification nécessaire à la résistance et à la stabilité. Les profiles concernées par cette étude sont: les pannes, les lisses de bardages et les potelets.

III.2. Les pannes:

Les pannes sont des éléments de profile laminée qui ont pour rôle de prendre le poids de la couverture ainsi que les surcharges climatique, elles sont disposées parallèlement à la ligne du faitage dans le plan de versant, et elles sont posées inclinées sur les membrures supérieures à un angle φ et elles sont réalisées soit en profile en I ou en U. Elles sont calculées pour pouvoir résister au poids propre de la couverture, leurs poids propres, surcharge d'exploitation ainsi les surcharges climatique.

Principe de calcul:

- Les charges permanentes et le charge de la neige sont appliquées dans le sens de gravitation.
- Le vent agit perpendiculairement à la face des éléments (axe de grande inertie).
- On prend la combinaison la plus défavorable.

III.2.1. Espacement entre pannes

- L'espacement entre pannes est déterminé en fonction de la portée admissible de la couverture.
- On suppose que la couverture de longueur 6 m est appuyée au plus sur 7 appuis, ce qui donne un espacement moyen de 1.2m.

III.2.2.Charges prendre en considération :

- Charge permanente (Poids propre de la couverture en panneau sandwich) ($G= 0,12$ kN/m²)
- Charge d'entretien ($Q=1$ kN) placée en 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne.
- Action de la neige ($S= 0,148\cos 5.5$) = 0,105kN/m²
- Action du vent ($W= -1,597$ kN/m²)

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

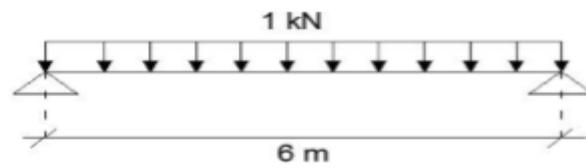


Figure III.1 : cas de charge uniforme

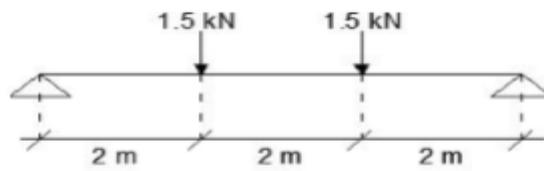


Figure III.2 : cas de charge placé en 1/3 et 2/3

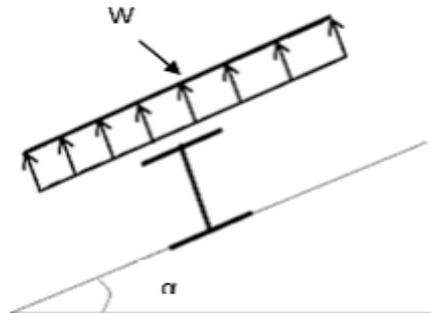


Figure III 1 Cas de l'effet du vent

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

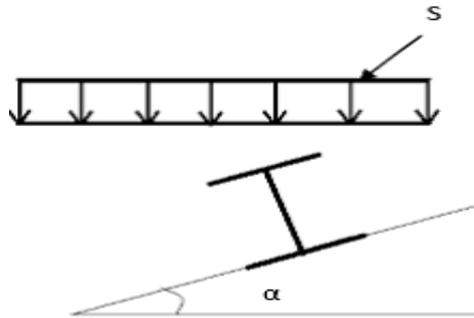


Figure III 2 Cas de l'effet de neige

III.2.3. Combinaisons des charges et actions :

$$Q_{sd1} = 1,35 G + 1,5 Q_{eq} = (1,35 \times 0,12 \times 1,2) + (1,5 \times 1,2 \times 1) = 1,99 \text{KN/m}$$

$$Q_{sd2} = 1,35 G + 1,5 S = (1,35 \times 0,12 \times 1,2) + (1,5 \times 1,2 \times 0,105) = 0,38 \text{KN/m}$$

$$Q_{sd3} = 1,35 G + 1,5 V = (1,35 \times 0,12 \times 1,2) + (1,5 \times 1,2 \times (-1,59)) = -2,66 \text{KN/m}$$

$$Q_{sd} = \max(Q_{sd1}, Q_{sd2}, Q_{sd3}) = 2,66 \text{KN/m (5,5°)}$$

III.2.4 Dimensionnement de la panne :

$$M_{sd} = M_{max} = \frac{Q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{2,66 \cdot 6^2}{8} = 11,97 \text{KN.m}$$

Supposant le profilé est de classe 1 ou 2 :

$$M_{sd} \leq M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}}$$

$$M_{sd} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M_0}} \rightarrow W_{pl} = \frac{M_{sd} \cdot \gamma_{M_0}}{f_y}$$

$$W_{pl} \geq \frac{11,97 \times 1,1 \times 10^6}{235} = 56029,78 \text{mm}^3 = 56,02 \text{cm}^3$$

Par tâtonnement on choisit l'**IPE 120** $W_{pl} = 60,73 \text{cm}^3$

III.2.5 Résistance en section :

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$Q_{sd}=2,66 \text{ KN/m}$$

$$\alpha=5,5^\circ$$

$$\cos 5,5^\circ = 0,99$$

$$\sin 5,5^\circ = 0,1$$

$$Q_{z.sd} = Q_{sd} \cos 5,5^\circ = 2,63 \text{ KN/m.}$$

$$Q_{y.sd} = Q_{sd} \sin 5,5^\circ = 0,26 \text{ KN/m.}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd} \cdot l^2}{8} = \frac{2,63 \cdot 6^2}{8} = 11,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd} \cdot (l/2)^2}{8} = \frac{0,26 \cdot (6/2)^2}{8} = 0,29 \text{ KN.m}$$

III.2.6 Vérification a ELU:

III.2.6.1 Vérification a la flexion :

Calcul en plasticité : (sections de classe 1 et 2)

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plzrd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

3 Classe de section :

Classe de la semelle

$$\frac{c}{t_f} = \frac{bf/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{bf/2}{t_f} = \frac{64/2}{6.3} = 5.08 < 10 \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{93.4}{4.4} = 21.22 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

La section est de classe 1

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

Sections de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

α et β Sont des constantes :

Pour les sections en I et

Pour les sections en I et H : $\alpha = 2$ $\beta = 5n \geq 1$ avec : $n = N_{sd} / N_{pl.rd}$

Dans notre cas, l'effort normal ($N_{sd}=0$) $\rightarrow \beta = 1$

Tableau III.1 : Caractéristiques géométriques de l'IPE 120

$I_y (cm^4)$	$I_z (cm^4)$	$w_{el.y} (cm^3)$	$w_{el.z} (cm^3)$	$w_{pl.y} (cm^3)$	$w_{pl.z} (cm^3)$
317,8	27,67	52,96	8,65	60,73	13,58

$$M_{ply.rd} = \frac{w_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{60,73 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1297,41 daN.m = 12,97 KN.m$$

$$M_{plz.rd} = \frac{w_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{13,58 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 290,11 daN.m = 2,9 KN.m$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta = \left(\frac{11,83}{12,97}\right)^2 + \left(\frac{0,1}{2,9}\right)^1 = 0,86 \leq 1.0 \dots \dots \text{verifier}$$

III.2.6.2 Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_z \leq V_{plz.Rd} \text{ et } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_y \leq V_{ply.Rd} \text{ et } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

IPE120 :

- $A_{vz} = 6,31 cm^2$ [tab de profilé en I]
- $A_{vy} = 2bt_f = 2 \cdot 6,4 \cdot 0,63 = 8,064 cm^2$

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$V_{zsd} = \frac{Q_{zsd}.l}{2} = \frac{2,63 \times 6}{2} = 7,89 \text{KN}$$

$$V_{y.sd} = 0,625. (Q_{y.sd}). \left(\frac{l}{2}\right) = 0,625 \times 0,26 \times 3 = 0,487 \text{KN}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}.(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{6,31 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 7782,94 \text{daN} = 77,82 \text{KN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy}.(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{8,064 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 9946,38 \text{daN} = 99,46 \text{KN}$$

$$V_{z.sd} = 7,89 \text{KN} < V_{plz.Rd} = 77,82 \text{KN} \dots \text{verifier}$$

$$V_{y.sd} = 0,487 \text{KN} < V_{ply.Rd} = 99,46 \text{KN} \dots \text{verifier}$$

III.2.6.3 Vérification au déversement :

Calcul du moment ultime :

$$Q_{z.sd} = G \cos \alpha - 1,5 V$$

$$Q_{y.sd} = 1,35 G \sin \alpha$$

Avec :

Poids propre de panne.....12,9kg/m

$$G = 0,12 \times 1,2 + 0,129 = 0,27 \text{KN/m}$$

$$Q_{z.sd} = 0,27 \cos 5,5 - 1,5 \times (-1,597) = 2,66 \text{KN/m}$$

$$Q_{y.sd} = 1,35 G \sin \alpha = 1,35 \times 0,27 \times \sin 5,5 = 0,035 \text{KN/m}$$

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd}.l^2}{8} = \frac{2,66.6^2}{8} = 11,97 \text{KN.m}$$

$$M_{z.sd} = \frac{Q_{y.sd}.(l/2)^2}{8} = \frac{0,035.(3)^2}{8} = 0,039 \text{KN.m}$$

III.2.7. Formule de vérification du déversement :

III.2.7.1 Flexion déviée :

$$\frac{M_{y.sd}}{M_{b.Rd}} + \frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \leq 1$$

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.2.7.2 Calcul du moment résistant au déversement :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\beta_w = 1$ pour section de classe 1

- χ_{LT} : est le facteur de réduction pour le déversement

Calculer χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}}$$

calculer ϕ :

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

ϕ_{lt} : facteur de déversement

- $\gamma_{M1} = 1,1$
- $\beta_w = 1$

$\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profilés laminés

- M_{cr} : moment critique élastique de déversement donné par la formule suivante :

$$C1 = 1,132$$

- I_y : moment d'inertie de flexion suivant l'axe de faible inertie

I_t : moment d'inertie de torsion

- I_w : moment d'inertie de gauchissement
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{21 \times 10^6}{2(1+0,3)} = 8,08 \times 10^6$

$$M_{cr} = C1 \pi^2 \frac{E \cdot I_y}{L^2} \sqrt{\frac{I_w + L^2 \cdot G \cdot I_t}{I_y \cdot \pi^2 \cdot E \cdot I_y}}$$

$$M_{cr} = 1,132 \times 3,14^2 \times \frac{21 \times 10^6}{600^2} \times 27,67 \sqrt{\frac{0,8910^3 \cdot 8,08 \times 10^6 \times 1,74 \times 600^2}{27,67 \cdot 3,14^2 \cdot 21 \times 10^6 \cdot 27,67}}$$

$$M_{cr} = 3036521,68 \text{ N.cm}$$

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w \cdot f_y \cdot W_{plz}}{M_{cr}}}$$

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{1.235 \cdot 10^2 \cdot 60,73}{3036521,68}} = 0,685$$

$$\phi = 0,5 [1 + 0,21(0,685 - 0,2) + 0,685^2]$$

$$\phi = 0,785$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0,785 + \sqrt{0,785^2 - 0,685^2}} = 0,86$$

$$M_{b,Rd} = 0,86 \times 1 \times 60,73 \times \frac{235}{1,1} = 111,57 \text{ KN}$$

$$M_{b,Rd} = 111,57 \geq M_{sd} = 11,97$$

➤ La stabilité du déversement est vérifiée.

III.2.8. vérification à l'ELS

III.2.8.1 vérification à la flèche

Le calcul de la flèche se fait par la combinaison de charges et surcharges de services (non pondérées).

Combinaisons d'action à l'ELS

- Action vers le bas :

$$Q_{sd1} = G + P_{eq} = 0,3 + 0,12 = 0,42 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sd2} = G + N = 0,3 + 0,18 = 0,48 \text{ KN/ml}$$

- Action vers le haut

$$Q_{sd3} = G \cos \alpha - V = 0,3 \cos (5,5) - 1,59 = 1,3 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{sd3} = G \sin \alpha = 0,3 \sin (5,5) = 0,03 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{zsd} = Q_{sd} \cos \alpha = 1,3 \cos (5,5) = 0,92 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{ysd} = Q_{sd} \sin \alpha = 1,3 \sin (5,5) = 0,13 \text{ KN/ml}$$

III.2.8.2 Condition de vérification

$$\delta \leq \delta_{ad} \quad \text{avec} : \frac{Q_{zsd}l^4}{E.I_y}$$

$$\delta_{ad} = \frac{L}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

(Fleche vertical suivant (z -z) Sur deux appuis :

$$\delta_z = \frac{5}{384} \times \frac{0,92 \times 10^{-2} \times 600^4}{21 \times 10^6 \times 317,8} = 2,03 \text{ cm} \leq \delta_{ad}$$

(Fleche latérale suivant (y- y) sur trois appuis :

- Avec : $\delta_{ad} = \frac{L/2}{200} = \frac{600/2}{200} = 1,5 \text{ cm}$

- $\delta_y = \frac{2,05}{384} \times \frac{Q_{y.sd} \times (L/2)^4}{E.I_z} = \frac{2,05}{384} \times \frac{0,13 \times 10^{-2} \times (600/2)^4}{21 \times 10^6 \times 27,67} = 0,47 \text{ cm} \leq \delta_{ad}$

Le profilé choisi IPE 120 convient pour les pannes

Conclusion :

La section en IPE 120 assure une bonne résistance vis-à-vis des différents cas d'instabilité ; donc, il est convenable pour les pannes de notre structure.

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.3 Calcul des lisses de bardages :

III.3.1 Introduction :

Les lisses de bardages sont constituées de poutrelles (IPE, UPN) ou de profils minces Pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur des potelets intermédiaires. L'entre axe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

III.3.2- Détermination des sollicitations :

Les lisses, destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage, sont posées Naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

La lisse fléchit verticalement en outre, sous l'effet de son poids propre et du poids du Bardage qui lui est associé, et de ce fait fonctionne à la flexion déviée.

III.3.2.1.Evaluation des charges et surcharges :

❖ charges permanentes (G) : (perpendiculaire à l'âme)

Poids propre du bardage : $G=0,12 \times 1,40=0,17$ KN/m

❖ Surcharge du vent (V) : $v=1,56 \times 1,40= 2,24$ KN/m

❖ Remarque: la distance entre les lisses est de 1,4m

$$Q_{sd} = 1,35G + 1,5V$$

$$Q_{sd} = (1,35 \times 0,17) + (1,5 \times 2,24)$$

$$Q_{sd} = 3,58 \text{ KN/m}$$

III.3.3.Calcul des lisses de bardages :

$$M_{sd} = M_{max} = \frac{Q_{sd} \cdot l^2}{8} = \frac{3,58 \cdot 6^2}{8} = 16,11 \text{ KN.m}$$

Supposant le profilé est de classe 1 ou 2 :

$$M_{sd} \leq M_{c.Rd} = M_{pl.Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma M_0}$$

$$M_{sd} \leq \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma m_0} \rightarrow W_{pl} = \frac{M_{sd} \cdot \gamma M_0}{f_y}$$

$$W_{pl} \geq \frac{16,11 \times 1,1 \times 10^6}{235} = 75408,51 \text{ mm}^3 = 75,4 \text{ cm}^3$$

✚ Par tâtonnement on choisit l'IPE 140 $W_{pl} 88,34 \text{ cm}^3$

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc :

- Poids propre du bardage : $G=0,12 \times 1,40=0,17$ KN/m
- poids propre de la lisse : :(IPE140).....12,9kg/m
- Accessoires de pose :.....5kg/m

$$G=0,17+0,129+0,05= 0,349\text{KN/m}$$

a-Poutre sur deux appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd}.l^2}{8} = \frac{(1,5V).l^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{(1,5.2,24).6^2}{8} = 15,12 \text{ KNm}$$

b –Poutre sur trois appuis :

$$M_{y.sd} = \frac{Q_{z.sd}.(l/2)^2}{8} = \frac{(1,35G).(l/2)^2}{8}$$

$$M_{y.sd} = \frac{(1,35.0,34).3^2}{8} = 0,512 \text{ KNm}$$

III.3.4. Condition de résistances :

La lisse travaille à la flexion double et flexion déviée la formule de vérification est donnée comme suite :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}} \right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}} \right)^\beta \leq 1.0$$

III.3.4.1. Vérification a la flexion :

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{bf/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{bf/2}{t_f} = \frac{73/2}{6.9} = 5.28 < 10 \rightarrow \text{semelle de classe 1.}$$

Classe de l'âme : (fléchie)

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{112.2}{4.7} = 23.87 \leq 72 \rightarrow \text{âme de classe 1.}$$

La section est de classe 1

ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

Sections de classe 1 et 2 :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta \leq 1.0$$

α et β Sont des constantes :

Pour les sections en I et

Pour les sections en I et H : $\alpha = 2$ $\beta = 5n \geq 1$ avec : $n = N_{sd}/N_{pl.rd}$

Dans notre cas, l'effort normal ($N_{sd}=0$) $\rightarrow \beta = 1$

Tableau III. : Caractéristiques géométriques de l'IPE 140

$I_y(\text{cm}^4)$	$I_z(\text{cm}^4)$	$w_{el.y}(\text{cm}^3)$	$w_{el.z}(\text{cm}^3)$	$w_{pl.y}(\text{cm}^3)$	$w_{pl.z}(\text{cm}^3)$
541,2	44,92	77,32	12,31	88,34	19,25

$$M_{ply.rd} = \frac{W_{ply} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{88,34 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 1887,26 \text{ daN.m} = 18,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{plz.rd} = \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{19,25 \times 2350 \times 10^{-2}}{1.1} = 411,25 \text{ daN.m} = 4,11 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$\left(\frac{M_{y.sd}}{M_{ply.rd}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{z.sd}}{M_{plz.rd}}\right)^\beta = \left(\frac{15,12}{18,87}\right)^2 + \left(\frac{0,512}{4,11}\right)^1 = 0,76 \leq 1.0 \dots \text{ok}$$

. III.3.4.2 Vérification au cisaillement :

La vérification au cisaillement est donnée par les formules suivantes :

$$V_z \leq V_{plz.Rd} \text{ et } V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

$$V_y \leq V_{ply.Rd} \text{ et } V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}}$$

IPE140 :

- $A_{vz} = 7,64 \text{ cm}^2$ [tab de profilé en I]
- $A_{vy} = 2bt_f = 2 \cdot 7,3 \cdot 0,69 = 10,07 \text{ cm}^2$

$$V_{zsd} = \frac{(1,5V) \cdot l}{2} = \frac{(1,5 \times 2,24) \times 6}{2} = 10,08 \text{ KN}$$

ETDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$V_{y.sd} = 0,625 \cdot (1,35G) \cdot \left(\frac{l}{2}\right) = 0,625 \times (1,35 \times 0,34) \times 3 = 0,86KN$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{7,64 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 9423,406 \text{ daN} = 94,23 \text{ KN}$$

$$V_{ply.Rd} = \frac{A_{vy} \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{m0}} = \frac{10,07 \left(\frac{2350}{\sqrt{3}}\right)}{1,1} = 12420,64 \text{ daN} = 124,2 \text{ KN}$$

$$V_{z.sd} = 10,08 \text{ KN} < V_{plz.Rd} = 94,23 \text{ KN} \dots \text{verifier}$$

$$V_{y.sd} = 0,86 \text{ KN} < V_{ply.Rd} = 124,2 \text{ KN} \dots \text{verifier}$$

III.3.5 Vérification a l'état limite de service :

a)-Vérification a la flèche :

Elle est à vérifier sous une charge non pondérée : $Q=G+V$

➤ Condition de vérification :

$$f \leq f_{ad} \text{ avec : } f_{ad} = l/200$$

$$f_y = \frac{2,05G \cdot (l/2)^4}{384 \cdot E \cdot I_z} = \frac{2,05 \times 34 \times 10^{-2} \times (300)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 44,92} = 0,015 \dots \text{verifier}$$

- Suivant (y-y) (sur trois appuis)

$$f_{ad} = \frac{l/2}{200} = \frac{300}{200} = 1,5 \text{ cm}$$

- Suivant (z-z) (sur deux appuis)

$$f_{ad} = \frac{l}{200} = \frac{600}{200} = 3 \text{ cm}$$

$$f_y = \frac{5V \cdot (l)^4}{384 \cdot E \cdot I_y} = \frac{5 \times 224 \times 10^{-2} \times (600)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 541,2} = 0,332 \dots \text{verifier}$$

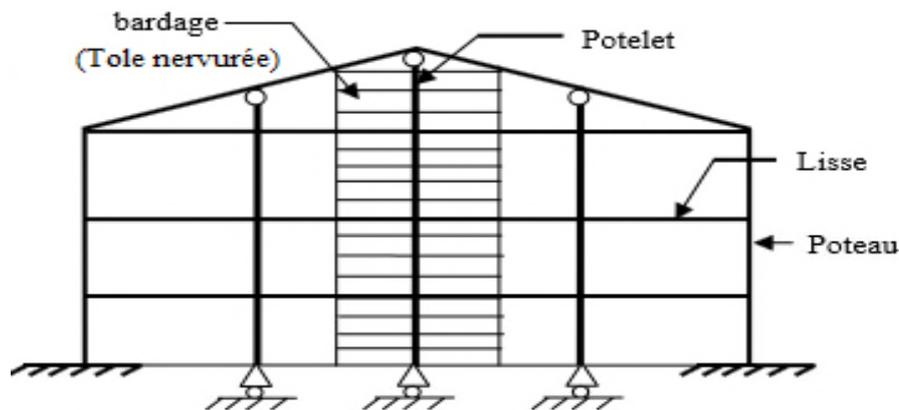
Conclusion : Les lisses IPE 140 sont vérifiées

ETDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.4. Calcul des potelets :

Les potelets sont le plus souvent des profilés en I ou H destinés à rigidifier la Clôture (bardage) et résister aux efforts horizontaux du vent. Leurs caractéristiques varient en fonction de la nature du bardage (en maçonnerie ou en tôle ondulée) et de la hauteur de la construction.

Ils sont considérés comme articulés dans les deux extrémités



III.4.1. Calcul des charges et surcharges revenant au potelet le plus chargé

a)- Charge permanentes G (poids propre)

Bardage :12kg /m²
Poids propre de la lisse :(IPE140).....12,9kg/ml

$$G = (0,12 \times 5,39) + 0,129 = 0,77 \text{ kN}$$

b)- Surcharges climatiques du vent (W3)

$$W = 0,88 \cdot 4,16 = 3,66 \text{ kN/ml}$$

c- Dimensionnement :

Combinaison des charges à L'ELU :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 V = 1,35 \times 0,77 + 1,5 \times 3,66 = 6,53 \text{ KN/ml}$$

$$M_{sd} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 6,53 \times \frac{9,064^2}{8} = 67,06 \text{ KN.m}$$

Les vérifications suivantes sont imposées par le CCM97

$$M_{sd} \leq M_{crd}$$

ETDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

Avec: $M_c, rd = W_{pl} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$

$$W_{plmin} = \frac{M_{sd} \times \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{67,06 \times 1,1 \times 10^3}{235} = 313,89 \text{ cm}^3$$

Choix de profilé Choisir HEA240

Profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	H Mm	B mm	t _f mm	t _w mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{ply} cm ³	W _{plz} cm ³
HEA240	76,8	230	240	12	7,5	7763	2769	744,6	351,7

Tableau 3 Caractéristique géométrique d'HEA 240

III.4.2. Vérification de la flèche à L'ELS

$$q_u = 1,35 G + 1,5 V = 1,35 \times 0,77 + 1,5 \times 3,66 = 6,53 \text{ KN/ml}$$

$$\delta_{max} = \frac{l}{200} = \frac{9,064}{200} = 4,53 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{5q_u(l)^4}{384.E.I_y} = \frac{5 \times 6,53 \times 10^{-2} \times (9,064)^4}{384 \times 21 \times 10^6 \times 776,3} = 3,52 \dots \dots \dots \text{verifier}$$

III.4.3. Classe du profilé :

III.4.3.1. Classe de l'âme fléchie :

$$\frac{d}{t_w} \leq 36 \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$d = h - 2(t_f + r) = 230 - 2 \times (12 + 21) = 164 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{164}{7,5} = 21,87 \leq 36 \varepsilon$$

→ l'âme est de classe I

III.4.3.2. Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{bf/2}{t_f} \leq 10$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{240/2}{12} = 10 \leq 10$$

→ semelle de classe I.

Conclusion : La section est de classe I

III.4.4. Incidence de l'effort normal :

$$N_{sd} \leq \min\left(0,25 N_{plrd} ; 0,5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}}\right)$$

$$N_{sd} = 1,35G = 1,35((0,12 \times 5,39) + 0,129) = 1,05 \text{KN}$$

$$N_{plrd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{7680 \times 23,5 \times 10^{-2}}{1,1} = 1640,72 \text{KN}$$

$$A_w = A - 2b \cdot t_f = 7680 - 2 \times 240 \times 12 = 1920 \text{kN}$$

$$0,25 N_{plrd} = 410,18 \text{KN}$$

$$0,5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 205,09 \text{KN}$$

$$N_{sd} = 1,05 \text{KN} \leq 0,5 \frac{A_w \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = 205,09 \text{KN}$$

→ Condition vérifiée

Etude sismique

Chapitre V : ETUDE SISMIQUE

V.1 Introduction :

Le séisme est un phénomène naturel qui affecte la surface de la terre, il produit des dégâts destructifs au niveau des constructions, et par conséquent, des pertes dans les vies humaines, notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable à la vie humaine et aux biens matériels.

D'après le RPA [99]//version2003 la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Vue la particularité de notre structure, le calcul se fera par la méthode d'analyse modale spectrale.

a- Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Classification des zones sismiques :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ZONE 0 : sismicité négligeable.
- ZONE I : sismicité faible.
- ZONE IIa et IIb : sismicité moyenne.
- ZONE III : sismicité élevée.

Pour notre cas, et d'après la carte et le tableau cité précédemment :

- Tlemcen se situe dans une zone de sismicité faible 'ZONE I'
 - a. Classification de l'ouvrage :
 - Notre ouvrage étant un hangar métallique de stockage, il est classé en 'groupe IA'.
 - Selon le rapport géotechnique [10] relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol rocheux de catégorie S1.

V.2.SPECTRE DE REPOSE DE CALCUL :

Etude sismique

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone, donnée suivant la zone sismique et le groupé d'usage du bâtiment :

$$\begin{cases} \text{zone I (REMCHI)} \\ \text{classification des ouvrages : 1B} \end{cases} \Rightarrow A = 0,1$$

- ξ : Le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif :
Acier dense $\xi = 5\%$
- η : Facteur de correction d'amortissement :
Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0,7$$

$$\eta = 1$$

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement :

Ossature contreventée par palées triangulées en X $\Rightarrow R = 5$

- T_1, T_2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

$$\text{Site meuble } S_1: \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,50 \text{ s} \end{cases}$$

- Q: Facteur de qualité donnée par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q = 1,2$

V.3.ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE :

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres.

Etude sismique

Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non- amor Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3.1.Modélisation de la structure :

Le logiciel SAP 2000, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle. Cette étape sera suivie d'un certain nombre de modifications permettant d'appréhender au maximum le comportement de la structure d'origine.

V.3.2.Analyse modale :

L'analyse dynamique modale spectrale, les spectres de réponses pris en considération dans l'étude des différents modèles sont présentés ci-dessous :

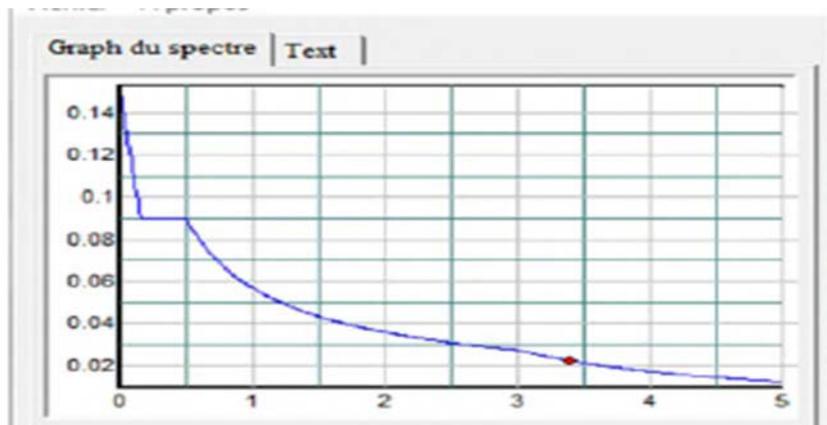


Figure IV 1 Spectre de réponse

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Les paramètres dynamiques pris en compte pour l'évaluation de l'effort tranchant à la base des portiques utilisés pour la méthode modale spectrale sont :

- Zone sismique I (RAMCHI)
- Groupe d'usage 1B
- pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$)
- Coefficient de comportement ($R = 4$)
- Site meuble (S_3)
- Facteur de qualité ($Q = 1,2$)

Etude sismique

V.3.3 Choix de disposition des contreventements :

Les contreventements sont des éléments qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action des forces horizontales : vent, séisme, chocs...etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges verticales et horizontales jusqu'aux fondations.

V.4 Vérification de la structure :

V.4.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :

La valeur de T calculé par le logiciel robot ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenue par le logiciel robot

$$T=0,6$$

La période empirique est donnée par la formule suivante :

$$T=C_t.H_n^{3/4}$$

Avec :

- H_n : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$H_n=9,06m$$

- C_t : coefficient fonction du système de contreventement, et du type de remplissage

On a un portique auto stable en acier sans remplissage en maçonnerie

$$C_t=0,085$$

D'ou :

$$T=0,085 \times (9,06)^{3/4} \Rightarrow T=0,44 \text{ s} \Rightarrow T+30\%T=0,57 \text{ s}$$

Donc :

$$0,44s < T+30\%T=0,57 \text{ s} \quad \text{la période est admissible}$$

V.4.2 Calcul de la force sismique totale V :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

Etude sismique

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- A: est le coefficient d'accélération de zone :

$$A = 0,1$$

- D : est le facteur d'amplification dynamique moyen, déterminé en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

$$D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3,0s$$

$$\Rightarrow D = 2,17$$

- W : le Poids total de la structure

$$W = \Sigma W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W : Poids propre de la structure

$$W = 425,19 \text{ kN (D'après le ROBOT)}$$

Donc calcul la force sismique

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V = \frac{0,1 \times 2,17 \times 1,2}{4} \times 425,19$$

$$V = 27,7 \text{ KN}$$

A l'aide du logiciel robot on peut obtenir les forces sismiques à la base qui récapitulés dans les tableaux suivants :

Etude sismique

	V_t (KN)	V (KN)	80% V	$0.8V < V_t$
Sens -X	53,8	27,7	22,16	C .V
Sens -Y	86,2	27,7	22,16	C .V

Tableau IV 1 Résultante des forces sismiques à la base

V.4.3 Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) est calculé par la formule suivante :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

Avec :

- R: Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques

Les déplacements latéraux ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $\delta_k(cm)$	Condition
Toiture	1,9	4	7,6	9,06	Vérifiée

Tableau IV 2 Déplacements relatifs dans le sens (x-x)

Etage	$\delta_{ek}(cm)$	R	$\delta_k(cm)$	1% $\delta_k(cm)$	Condition
Toiture	0,3	4	1,2	9,06	Vérifiée

Tableau IV 2 Déplacements relatifs dans le sens (Y-Y)

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

Chapitre IV. ETUDE DES ÉLÉMENTS PORTEURS

IV.1.Introduction :

Le portique est le système porteur d'une halle en charpente métallique, il est constitué par l'assemblage d'éléments traverses - poteaux rigidement liés entre eux, sur la halle et de les transmettre aux fondations. Elle doit assurer la stabilité transversale, elle permet aussi la fixation des éléments d'enveloppe (toiture - façade).

Les profilés laminés en I ou en H sont les plus utilisés comme poteau de charpente métallique. Ils conviennent particulièrement bien à l'assemblage des poutres dans les deux directions perpendiculaires avec facilité d'assemblage.

IV.2. Les poteaux :

Les poteaux sont généralement soumis à des charges verticales qu'ils transmettent jusqu'aux fondations. Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que les poteaux soient prédimensionnés pour résister aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les charges d'exploitation.
- Sollicitations horizontales concernant les séismes, et du vent.

IV.2.1.Justification du poteau (IPE400) :

On choisit un profilé IPE400 et on vérifie sa résistance.

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel (robot) sont :

- $N_{sd} = 83,93 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 218,92 \text{ kN.m}$

IV.2.1.1.Caractéristiques du poteau(IPE400) :

Profilé	Section	Dimensions				Caractéristiques			
	A cm ²	H Mm	B Mm	t_f Mm	t_w mm	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	W_{ply} cm ³	W_{plz} cm ³
IPE 400	84,5	400	180	13,5	8,6	23130	1318	1307	229,0

Tableau 3 Caractéristique géométrique d'IPE 400

IV.2.1.2. Classe de la section transversale :

a / Classe de l'âme :

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$d = 331 \text{ mm}$$

$$t_w = 8,6 \text{ mm}$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{331}{8,6} = 38,49 \leq 72 \varepsilon$$

→ l'âme est de classe I

$$\frac{c}{t_f} = \frac{bf/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{bf/2}{t_f} = \frac{180/2}{13,5} = 6,67 \leq 10\varepsilon$$

→ **semelle de classe I.**

Conclusion : La section est de classe I

IV.2.1.3. Condition de résistance (moment fléchissant- effort normal):

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right)^2 \leq 1.0$$

Avec:

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1307 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 27922,22 \text{ daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 279,22 \text{ kN.m}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{84,5 \times 2350}{1,1} = 180522,72 \text{ daN}$$

$$N_{pl.rd} = 1805,22 \text{ KN}$$

D'où :

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

D'où :

$$\left(\frac{225,77}{279,22}\right)^1 + \left(\frac{84,91}{1805,22}\right)^2 = 0,81 \leq 1,0$$

IV.3. Résistance au flambement :

$$N_{bl,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- $\beta_A = 1$ section de classe I
- χ_{LT} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $f_y = 235$ N/mm²
- $\gamma_{m0} = 1$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \varepsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Avec :

$$\begin{cases} \frac{h}{b} = \frac{400}{180} = 2,22 \text{ mm} \geq 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 13,5 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \end{cases}$$

Donc :

Les courbes de flambement considérées par chaque axe sont :

- Axe (y-y) : courbe a $\rightarrow \alpha = 0,21$
- Axe (z-z) : courbe b $\rightarrow \alpha = 0,34$

Plan (y-y):

$$\lambda_y = \frac{l_f}{cc} = \frac{0,7l}{16,55} = \frac{0,7 \times 800}{16,55} = 33,83 \Rightarrow \lambda_y = 0,34$$

Plan (z-z):

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0,7l}{3,95} = \frac{0,7 \times 800}{3,95} = 141,77 \Rightarrow \lambda_z = 1,4$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,4$$

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

χ_{LT} : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2}}$$

calculer ϕ_{LT} :

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \times [1 + 0,34 \times (1,4 - 0,2) + 1,4^2] = 1,7$$

Donc:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,7 + \sqrt{1,7^2 - 1,4^2}} = 0,38$$

$$N_{bl.rd} = \chi_{LT} \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y = 0,38 \times 1 \times 1805,22 = 685,93 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 84,93 \text{ KN} < N_{bl.rd} = 685,93 \text{ KN}$$

→ **Condition vérifiée**

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

IV.4 Calcul des traverses

IV.4.1 Introduction :

La stabilité statique doit être assurée tant au niveau de la structure globale qu'au niveau de chaque élément pris séparément. C'est pourquoi il est exigé de procéder au calcul de la structure sous toutes les combinaisons possibles définies d'une manière réglementaire.

Les diverses sollicitations, générées par les actions, développent des contraintes au sein même des matériaux ce qui peut provoquer la déformation des éléments qui composent la structure. Il est impératif donc de vérifier que les contraintes et les déformations sont en deçà des limites admissibles pour garantir le degré de sécurité souhaité.

IV.4.2 Justification des traverses :

IV.4.3 Charges réparties sur la traverse :

- Poids de la tôle nervurée.....12kg/m
- Poids des pannes.....12,9 kg/m
- Poids propre de la traverse : (à déterminer)
- Charge **d'entretien** : $Q=1\text{kN}$ placée en 1/3 et 2/3 de la longueur de la panne

IV.4.3.1. Caractéristiques du traverse (IPE330) :

Profil	Section	Dimensions				Caractéristiques			
		H	B	t_f	t_w	I_y	I_z	W_{ply}	W_{plz}
	cm ²	Mm	Mm	mm	mm	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³
IPE 330	62,6	330	160	11,5	7,5	11770	788,1	804,3	153,7

Tableau 3 Caractéristique géométrique d'IPE 330

IV.5. Effort sollicitant :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel robot sont :

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

$$- N_{sd} = 27,43 \text{ KN}$$

$$- V_{sd} = 32,35 \text{ KN}$$

$$- M_{sd} = 83,78 \text{ kN.m}$$

IV.5.1. Classe de la section transversale :

Classe de la semelle :

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b_f/2}{t_f} = \frac{160/2}{11} = 7,27 \leq 10\varepsilon$$

→ **semelle de classe I.**

Classe de l'âme (fléchie):

$$\frac{d}{t_w} \leq 72 \varepsilon$$

Avec :

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{271}{8} = 33,87 \leq 72 \varepsilon$$

→ **L'âme est de classe I**

IV.5.2 Vérification de la flèche : (ELS)

$$f \leq f_{ad}$$

Avec :

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

$f=2\text{mm}$ (calculé par robot)

$$f_{ad} = 1/200 = 1105/200 = 5,5\text{cm} = 55\text{mm}$$

Donc :

$f \leq f_{ad} \rightarrow$ La flèche est donc vérifiée.

IV.5.3 Condition de résistance : (moment fléchissant + effort tranchant + effort Normal)

$$V_{plRd} = \frac{A_v \cdot (f_y / \sqrt{3})}{\gamma M_0}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f$$

$$A_v = 6260 - 2 \times 160 \times 11,5 + (7,5 + 2 \times 18) \times 11,5 = 3080,25\text{mm}^2$$

$$V_{plRd} = \frac{3080,25 \cdot (2350 / \sqrt{3})}{1,1} \times 10^{-2} = 37992,73$$

$$V_{sd} = 50\% \cdot V_{plRd}$$

Donc on ne tient pas de l'effet de l'effort tranchant dans la vérification

$$\left(\frac{M_{sd}}{M_{pl.rd}} \right)^1 + \left(\frac{N_{sd}}{N_{pl.rd}} \right)^2 \leq 1.0$$

Avec:

$$M_{pl.rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma M_0} = \frac{804,3 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 17182,77\text{daN.m}$$

$$M_{pl.rd} = 171,18\text{kN.m}$$

$$N_{pl.rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma m_0} = \frac{62,6 \times 2350}{1,1} = 133736,36\text{daN}$$

$$N_{pl.rd} = 1337,36\text{KN}$$

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

D'où :

$$\left(\frac{83,78}{171,18}\right)^1 + \left(\frac{27,43}{1337,36}\right)^2 = 0,51 \leq 1,0 \dots\dots\dots\text{vérifie}$$

IV.5.4. Résistance de la traverse au déversement :

$$M_{b.Rd} = \chi_{LT} \times \beta_w \times \frac{W_{plz} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec :

$\beta_w = 1$ pour section de classe 1

χ_{LT} : est le facteur de réduction pour le déversement

Calculer χ_{LT} :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2}}$$

calculer ϕ :

$$\phi = 0,5 \left[1 + \alpha_{lt} (\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2 \right]$$

ϕ_{lt} : facteur de déversement

- $\gamma_{M1} = 1,1$
- $\beta_w = 1$
- $\alpha_{lt} = 0,21$ Pour les profilés laminés

L'élançement réduit :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{\lambda_{lT}}{\lambda_1} \times \sqrt{\beta_w}$$

Ou :

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9 \varepsilon \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{235}} = 1$$

$$\lambda_1 = 93,9 \times 1 = 93,9$$

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

le profilé à un élanement :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{L/i_z}{C_1^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{L/i_z}{h/e_s} \right)^2 \right]^{0,25}}$$

Pour un IPE330 :

$i_z = 3,55$ cm.

$h = 33$ cm.

e_s ou $t_f = 1,15$ cm.

$C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2 \leq 2,7$ par majoration on prend $C_1 = 1,88$

$$\lambda_{LT} = \frac{1105/3,55}{1,88^{0,5} \times \left[1 + \frac{1}{20} \times \left(\frac{1105/3,55}{33/1,15} \right)^2 \right]^{0,25}}$$
$$\lambda_{LT} = 157,07$$

Donc :

$$\bar{\lambda}_{lt} = \frac{157,07}{93,9} \times \sqrt{1} = 1,67$$

$$\phi = 0,5 \times [1 + 0,21 \times (1,67 - 0,2) + 1,67^2] = 2,05$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{2,05 + \sqrt{2,05^2 - 1,67^2}} = 0,31$$

$$M_{b,Rd} = 0,31 \times 1 \times \frac{153,7 \times 2350 \times 10^{-2}}{1,1} = 1017,91 \text{ daN.m}$$

$$M_{b,Rd} = 10,17 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$M_{b,Rd} = 10,17 \text{ KN.m} \leq M_{sd} = 83,78 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Conclusion : Il n'y a pas risque de déversement

IV.6. Calcul des contreventements :

IV.6.1 Introduction :

Les contreventements sont des pièces qui ont pour objet d'assurer la stabilité de l'ossature en s'opposant à l'action de forces horizontales : vent, freinage des ponts roulants, effets de séismes, chocs etc. Ils sont généralement conçus pour garantir le cheminement des charges horizontales jusqu'aux fondations. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants (« Poutres au vent », et en façade (« palées de stabilité »), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

IV.6.2 Les différents types de contreventements :

IV.6.2.1 Contreventements de toiture : (poutre au vent)

Les contreventements sont disposés généralement suivant les versants de la toiture. Ils sont placés le plus souvent dans les travées de rive. Leurs diagonales sont généralement des cornières doubles qui sont fixées sur la traverse (ou ferme). Leur rôle principal est de transmettre les efforts du vent du pignon aux fondations.

IV.6.2.2 Contreventement de façades : (palée de stabilité)

La palée de stabilité est un contreventement de façade destiné à reprendre les efforts provenant de la poutre au vent et les descendre aux fondations.

IV.6.3 Effort du vent sur les pignons :

La transmission des efforts sur le pignon passe successivement du bardage aux lisses, puis aux potelets, puis à la traverse du portique de rive. Ce dernier n'étant pas rigidement transversalement, il est nécessaire de le stabiliser en construisant un dispositif, tant dans le plan de la toiture (poutre au vent) que dans le plan vertical (palée de stabilité).

IV.6.4 Calcul de la poutre au vent en pignon :

Elle sera calculée comme une poutre à treillis reposant sur deux appuis et soumise aux réactions horizontales supérieures des potelets auxquelles on adjoint l'effort d'entraînement.

ETUDE DES ELEMENTS PORTEUR

IV.6.5 Evaluation des efforts horizontaux :

$$F1 = \left(V \times \frac{h1}{2} \times \frac{b}{8} \right) + \frac{F_{fr}}{8}$$

$$F2 = \left(V \times \frac{h2}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4}$$

$$F3 = \left(V \times \frac{h3}{2} \times \frac{b}{4} \right) + \frac{F_{fr}}{4}$$

D'après l'étude au vent, la valeur de C_e est donnée dans le tableau suivant (voir CHAP I):



$$\sum Cr = C_{pe}D + C_{pe}E = 0,8 + 0,3 = 1,1$$

$F_{fr} = 768,14 \text{ daN}$ pour toiture (voir CHI)

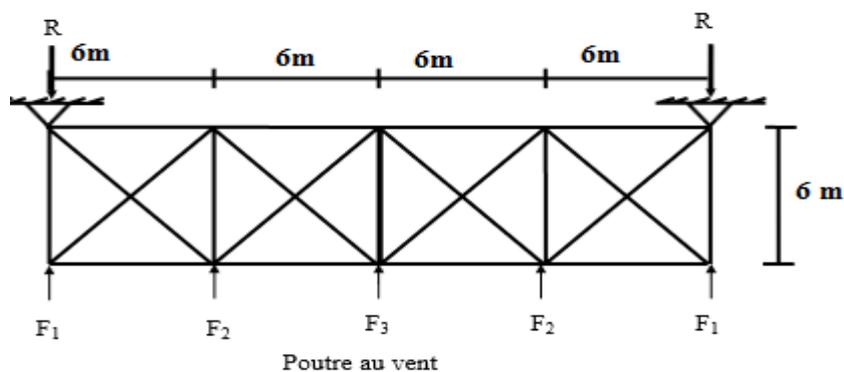
$$Q_{dyn} = 82,75 \text{ daN/m}^2$$

$C_d = 1$ (voir CHI)

$$q_j = C_d \cdot Q_{dyn} \cdot \sum Cr = 1 \times 82,75 \times 1,1 = 91,03$$

$V = 91,03 \text{ daN/m}^2$ pour toiture (voir CHI)

IV.6.6 Evaluation des efforts horizontaux en tête des potelets :



ETUDE DES ELEMENTS PORTEU

$$F1 = \left(91,03 \times \frac{8}{2} \times \frac{24}{8}\right) + \frac{768,14}{8} = 1188,77 \text{ daN}$$

$$F2 = \left(91,03 \times \frac{8,92}{2} \times \frac{24}{4}\right) + \frac{768,14}{4} = 2531,98 \text{ daN}$$

$$F3 = \left(91,03 \times \frac{9,064}{2} \times \frac{24}{4}\right) + \frac{768,14}{4} = 2667,32 \text{ daN}$$

IV.6.7 Effort de traction dans les diagonales :

On ne fait travailler que les diagonales tendues et on considère que les diagonales comprimées ne reprennent aucun effort, cela est dû au fait de leurs grands élancements, elles tendent à flamber sous de faibles efforts. Suivant le sens du vent (paroi D ou paroi E), c'est l'une ou l'autre des diagonales qui est tendue. Le contreventement de versant est une poutre à treillis supposée horizontale. Par la méthode des coupures, on établit que l'effort F_d dans les diagonales d'extrémité. Les plus sollicitées est donné comme suit :

$$F_d \cdot \cos\theta + F1 = R$$

Avec :

$$R = \frac{2 \times F1 + 2 \times F2 + 2 \times F3}{2} = \frac{2 \times 1188,77 + 2 \times 2531,98 + 2 \times 2667,32}{2} = 12776,14 \text{ daN}$$

$$\tan \theta = \frac{6}{6} = 1 \Rightarrow \theta = \arctg 1 = 45^\circ$$

$$F_d = \frac{R - F1}{\cos\theta} = \frac{12776,14 - 1188,77}{\cos 45} = 16389,49 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times F_d = 1,5 \times 16389,49 = 24584,23 \text{ daN} = 24,58 \text{ KN}$$

IV.6.8 Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \cdot \gamma_{m0}}{f_y} = \frac{24,58 \times 1,1}{23,5} = 1,15 \text{ cm}^2$$

Donc : choisir L80 × 8

IV.6.9 Résistance au flambement :

$$N_{bl.rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

Avec :

- $\beta_A = 1$ section de classe I
- χ_{LT} est le facteur de réduction pour le déversement.
- $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
- $\gamma_{m1} = 1,1$
- $\bar{\lambda}$: Elancement réduit
- $\bar{\lambda} : (\lambda / \lambda_1) \sqrt{\beta_A} = \lambda / 93,9 \text{ } \varepsilon$
- λ : calculé à la base des caractéristiques de la section brute :

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{80}{80} = 1 \text{ mm} \leq 1,2 \text{ mm} \\ t_f = 8 \text{ mm} \leq 40 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc :

Donc la courbe de flambement considérée :

Courbe c : $\alpha = 0,49$

Plan (y-y) (z-z): $i_y = i_z = 2,43 \text{ cm}$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{0,5l}{2,43} = \frac{300}{2,43} = 123,46 \quad \lambda_z = 1,3$$

$$\bar{\lambda} = \max(\bar{\lambda}_y, \bar{\lambda}_z) = 1,3$$

χ_{LT} : Est déterminé en fonction de $\bar{\lambda}$ et la courbe de flambement b :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{Lt}^2}}$$

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

calculer ϕ_{LT} :

$$\phi_{LT}=0,5\left[1 + \alpha_{lt}(\bar{\lambda}_{lt} - 0,2) + \bar{\lambda}_{lt}^2\right]$$

$$\phi_{LT}=0,5 \times [1 + 0,49 \times (1,3 - 0,2) + 1,3^2] = 1,6$$

Donc:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,6 + \sqrt{1,6^2 - 1,3^2}} = 0,27$$

$$N_{bl,rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0,27 \times 1 \times 235 \times 1230 \times 10^{-2}}{1,1} = 70,95 \text{ KN}$$

$$N_{sd} = 24,58 \text{ KN} < N_{bl,rd} = 70,95 \text{ KN}$$

→ Condition vérifiée

IV.6.10. Les éléments tendus (les diagonales)

Il faut vérifier que : $N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd} ; N_{net,rd} ; N_{u,rd})$

Avec $N_{sd} = 24,58 \text{ KN}$

IV.6.11. Résistance plastique de calcul de section brute :

$$N_{pl,rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{235 \times 1230 \times 10^{-3}}{1} = 262,77 \text{ KN}$$

IV.6.12. Résistance ultime de calcul de la section nette au droit des trous de fixations

$$N_{u,rd} = \frac{0,9 A_{net} \cdot F_u}{\gamma_{m2}} = \frac{0,9 \times 360 \times 1083 \times 10^{-3}}{1,25} = 280,71 \text{ KN}$$

IV.6.13. Résistance plastique de calcul de section nette :

$$N_{net,rd} = \frac{A_{net} \cdot f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{235 \times 1083 \times 10^{-3}}{1,1} = 231,36 \text{ KN}$$

ETUDE DES ELEMENTS PORTEURS

Vérification :

$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(N_{pl,rd}; N_{net,rd}; N_{u,rd})$$

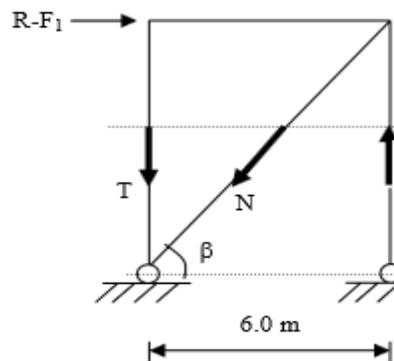
$$N_{sd} \leq N_{t,rd} = \min(262,77; 231,36; 280,71)$$

$$N_{sd} = 24,58 \text{ kN} \leq N_{t,rd} = 231,36 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

IV.6.14. Contreventement sur Lang pan : (palée de stabilité) :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur Lang pan transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues, comme dans le cas de la poutre au vent.

• Effort de traction dans la diagonale tendue :



Par la méthode des coupures :

$$N \cos \beta = R-F_1$$

$$\tan \beta = \frac{6}{5,6} = 1,07 \Rightarrow \beta = \arctg 1,07 = 46,94^\circ$$

$$N = \frac{R-F_1}{\cos \beta} = \frac{12776,14 - 1188,77}{\cos 46,94} = 14381,21 \text{ dN}$$

$$N_{sd} = 1,5 \times N \times 10^{-2} = 21,57 \text{ kN}$$

On choisit une cornière en **L80×8** et on vérifie sa résistance

$$N_{sd} = 21,57 \text{ kN} \leq N_{t,rd} = 231,36 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots(\text{condition vérifier})$$

ASSEMBLAGE

Chapitre VII : Assemblage :

VII.1.Introduction :

L'assemblage sert à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Les fondations d'un ouvrage sont les éléments assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol, On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet.

En cas de défaillance d'un assemblage, c'est bien le fonctionnement global de la structure qui est remis en cause.

Le calcul de l'assemblage est fait selon le règlement **CCM97**.

VII.2. Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'assemblages sont :

VII.2. Le boulonnage

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour le cas le choix à été porté sur le boulon de haute résistance (HR) il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale ou carrée et un écrou en acier à très haute résistance:

Valeurs de la limite d'élasticité f_{yb} et de la résistance à la traction f_{ub} des								
Boulons								
Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.6	6.8	8.8	10.9
$f_{yb}(N/mm^2)$	240	320	300	400	360	480	640	900
$f_{ub}(N/mm^2)$	400	400	500	500	600	600	800	1000

Tableau VII.1 -Valeurs nominales de limite d'élasticité f_{yb} et de résistance ultime à la traction f_{ub}

ASSEMBLAGE

VII.3. Le soudage :

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement Partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffage qui permettent d'élever à la température de fusion des pièces de métal à assembler.

- **Fonctionnement par adhérence**

Dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, le collage, le boulonnage par boulons HR.

- **Coefficient de frottement**

Un bon assemblage par boulons HR exige que des précautions élémentaires soient prises, notamment :

- Le coefficient de frottement μ doit correspondre à sa valeur de calcul. Cela nécessite une préparation des surfaces, par brossage ou grenailage, pour éliminer toute trace de rouille ou de calamine ; de graissage, etc.

$\mu = 0,50$ pour les surfaces de la classe **A**.

$\mu = 0,40$ pour les surfaces de la classe **B**.

$\mu = 0,30$ pour les surfaces de la classe **C**.

$\mu = 0,20$ pour les surfaces de la classe **D**.

VII.4 Rôle des assemblages

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion. Pour réaliser une structure métallique ; on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, rabotages). - Soit concourantes (attaches poutre/poteau, treillis et systèmes réticulés) - Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et les tranchants.

- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

ASSEMBLAGE

VII.5 Assemblage poteau Traverse (IPE 400 – IPE 330) :

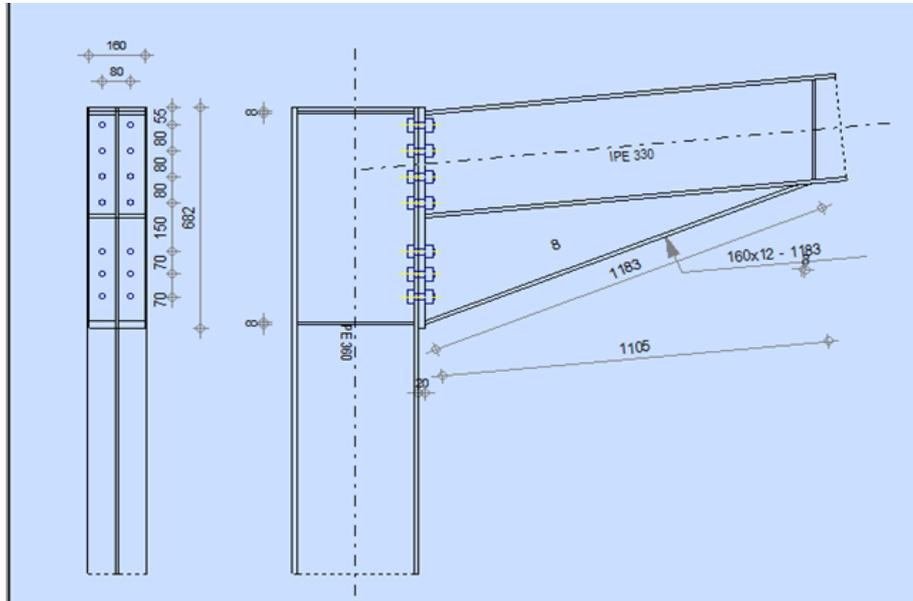


Figure VII 1 LIAISON POTEAU-TRAVERSE

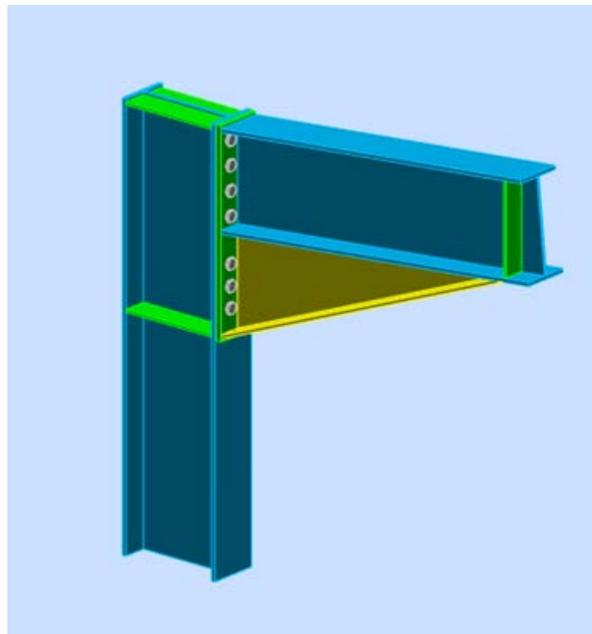


Figure VII 2 3D POTEAU-TRAVERSE

ASSEMBLAGE

VII. 5.1. Effort s sollicitant :

Les efforts maximaux à prendre en compte pour calculer un assemblage sont :

- Nsd =46,53KN
- Vsd =91,11 KN
- Msd =221 , 4 kN.m

VII. 5.2.Soudure de la platine :

VII.5.2.1Cordon de soudure :

Epaisseur de la platine : $e_p = 20\text{mm}$

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

$$t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm donc } a_{\min} = 5 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 14 \text{ mm}$$

Donc on prend $a = 12\text{mm}$

VII.5.3.Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min(R_w ; R_s)$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd}$$

$$N_d = \frac{221,4 \times 10^3}{330} + 46,53 = 718,11 \text{KN}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m0}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10^{-3} \times 12 \times 552}{1,1} = 1083,92 \text{KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m0}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 12 \sqrt{2} \times 552}{1,1} = 1400,9 \text{KN}$$

ASSEMBLAGE

$$l = 2 \times [b + b - 2r - t_w] = 2 \times (160 + 160 - 2 \times 18 - 8) = 552 \text{ mm}$$

$$N_d \leq \min(R_w ; R_s)$$

$$N_d \leq \min(1083,92 ; 1400,9) = 718,11 \leq 1083,92 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.5.4. Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

$$\text{Avec : } l = 2 \times h_i = 2 \times 330 = 660 \text{ mm}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{mo}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 12 \sqrt{2} \times 660}{1,1} = 1674,99 \text{ KN}$$

$$- V_{sd} = 91,11 \text{ KN} \leq R_s = 1674,99 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII. 6. Disposition constructives :

VII.6.1. Choix de diamètre du boulon :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t = 20 \text{ mm} \Rightarrow d = (12; 14) \text{ mm}$
- $10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$

On prend deux files de 7 boulons de diamètre $\varphi = 20 \text{ mm}$ classe 10.

VII.6.1.1 Pince longitudinale e 1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$
- $t = 20 \text{ mm}$

ASSEMBLAGE

$$26,4\text{mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 55 \text{ mm}$

VII.6.1.2.Pince transversale e 2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$
 - $t = 20\text{mm}$
- $$33\text{mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 40 \text{ mm}$

VII. 6.2. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 196 \text{ KN}$$

$$M_R = 2T_R(0,06 + 0,136 + 0,288) = 272,832 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 221,4 \text{ KN.m} < M_R = 272,832 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII. 6.3 .Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_d \leq V_R / \gamma_{m1}$$

$$V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 98 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{91,11}{8} = 11,39 \text{ KN}$$

$$v_d = 11,39 \leq V_R / \gamma_{m1} = \frac{98}{1,1} = 89,09 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII. 6.4. Vérification de la pression diamétrale :

$$V_d \leq L_R / \gamma_{m1}$$

Avec :

$$L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 20 \times 10^{-3} = 380,16 \text{ KN}$$

ASSEMBLAGE

$$V_d = 15,18 \text{ KN} < L_R / \gamma_{m1} = 380,16 / 1,25 = 304,13 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VII.7. LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE (IPE 330-IPE330) :

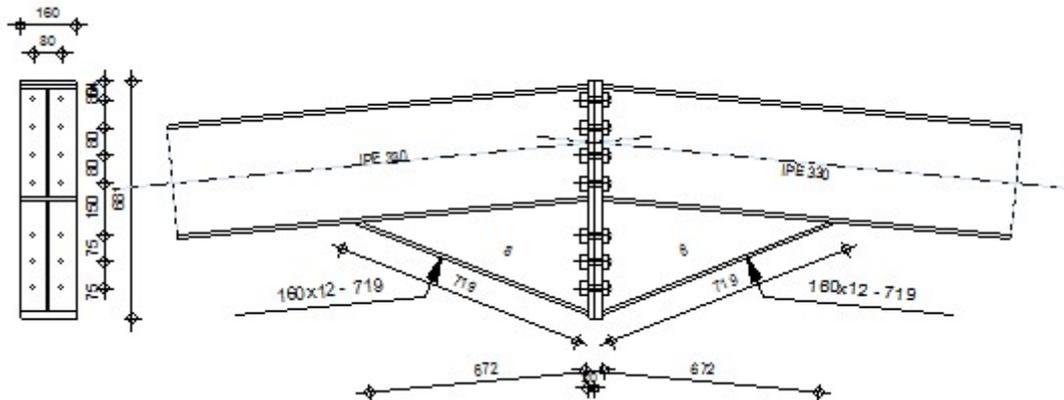


Figure VII 3 LIAISON TRAVERSE-TRAVERSE

VII. 7. 1. Efforts sollicitant :

- $N_{sd} = 44,10 \text{ KN}$
- $M_{sd} = 137,39 \text{ kN.m}$

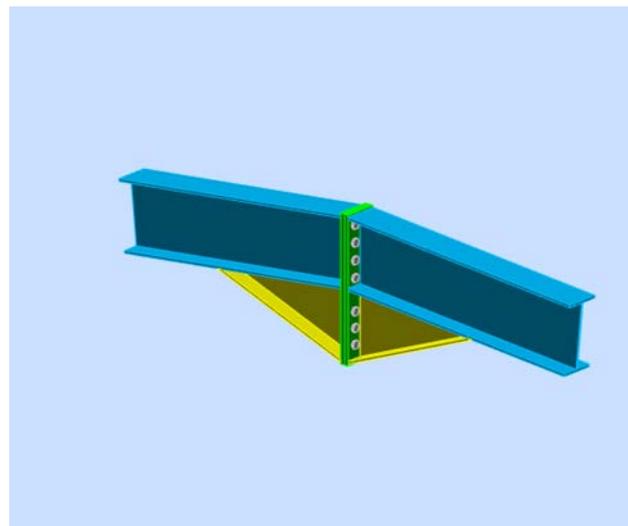


Figure VII 4 3D TRAVERSE-TRAVERS

ASSEMBLAGE

VII.7.2.Soudure de la platine :

VII.7.2.1.Cordon desoudure :

Epaisseur de la platine :: $e_p = 20\text{mm}$

$$a_{\min} \leq a \leq a_{\max}$$

Avec :

- $t_{\max} = t_{\text{platine}} = 20 \text{ mm}$ donc $a_{\min} = 5 \text{ mm}$
- $a_{\max} = 0,7 \times t_{\min} = 14 \text{ mm}$

Donc on prend $a = 8\text{mm}$

VII.7.3.Soudure de la semelle tendue :

$$N_d \leq \min (R_w ; R_s)$$

Avec :

$$N_d = \frac{M_{sd}}{h} + N_{sd}$$

$$N_d = \frac{137,39 \times 10^3}{330} + 44,10 = 460,43, \text{K}$$

$$R_w = \frac{0,5 \times f_u \times a \times l}{\gamma_{m0}} = \frac{0,5 \times 360 \times 10^{-3} \times 8 \times 552}{1,1} = 722,61 \text{KN}$$

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{m0}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 8 \sqrt{2} \times 552}{1,1} = 933,93 \text{KN}$$

$$l = 2 \times [b + b - 2r - t_w] = 2 \times (160 + 160 - 2 \times 18 - 8) = 552 \text{ mm}$$

$$N_d \leq \min (R_w ; R_s)$$

$$N_d \leq \min (722,61 ; 933,93) = 460,43 \leq 722,61 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.7.4.Soudure de l'âme :

$$V_{sd} \leq R_s$$

Avec :

$$l = 2 \times h_i = 2 \times 330 = 660 \text{mm}$$

ASSEMBLAGE

$$R_s = \frac{0,7 \times f_y \times a \sqrt{2} \times l}{\gamma_{mo}} = \frac{0,7 \times 235 \times 10^{-3} \times 12 \sqrt{2} \times 660}{1,1} = 1674,99 \text{ KN}$$

$V_{sd} = 91,11 \text{ KN} \leq R_s = 1674,99 \text{ KN}$ **Condition vérifiée**

VII.7.5. Disposition constructives :

VII.7.5.1. Choix de diamètre du boulon :

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents ; le choix du diamètre se fera en déterminant leurs résistances tout en étant proportionnel à l'épaisseur des pièces assemblées comme suite :

- $t = 20 \text{ mm} \Rightarrow d = (12; 14) \text{ mm}$
- $10 \text{ mm} \leq t \leq 25 \text{ mm} \Rightarrow d = (16; 20; 24) \text{ mm}$

On a l'épaisseur de la platine $t = 20 \text{ mm}$ alors on prend deux files de 7 boulons de diamètre $\varphi = 20 \text{ mm}$ classe 10.9

VII.7.5.2 Pince longitudinale e 1 :

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$
- $t = 20 \text{ mm}$

$$26,4 \text{ mm} \leq e_1 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$

VII.7.5.3. Pince transversale e 2 :

$$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

Avec :

- $d_0 = 20 + 2 = 22 \text{ mm}$

$t = 20 \text{ mm}$

ASSEMBLAGE

$$33\text{mm} \leq e_2 \leq 240 \text{ mm}$$

Alors on prend $e_2 = 80 \text{ mm}$

VII. 7.6. Calcul des boulons sollicités en traction :

$$M_{sd} \leq M_R$$

$$T_R = 0,8 \times f_{ub} \times A_s = 0,8 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 196 \text{ KN}$$

$$M_R = 2 T_R(0,06 + 0,136 + 0,288) = 272,832 \text{ KN.m}$$

$$M_{sd} = 137,39 \text{ KN.m} < M_R = 272,832 \text{ KN.m} \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII. 7.7 .Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$v_d \leq V_R / \gamma_{m1}$$

$$V_R = 0,4 \times f_{ub} \times A_s = 0,4 \times 1000 \times 10^{-3} \times 245 = 98 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{8} = \frac{91,11}{8} = 11,39 \text{ KN}$$

$$v_d = 11,39 \leq V_R / \gamma_{m1} = \frac{98}{1,1} = 89,09 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII. 7.8. Vérification de la pression diamétrale :

$$v_d \leq L_R / \gamma_{m1}$$

Avec :

$$L_R = 2,4 \times f_u \times d \times t = 2,4 \times 360 \times 22 \times 20 \times 10^{-3} = 380,16 \text{ KN}$$

$$v_d = 15,18 \text{ KN} < L_R / \gamma_{m1} = 380,16 / 1,25 = 304,13 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

VII.8 .Assemblage pied de poteau :

V II. 8. 1 .Introduction :

Les pieds de poteaux représentent la zone de liaison entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé.

ASSEMBLAGE

La base du poteau est fixée, à l'aide de soudures d'angle, sur une plaque d'assise appelée platine. Elle assure la transmission des efforts et la répartition de la pression du poteau sur le béton. Elle est fixée par des écrous aux tiges d'ancrages qui sont noyées dans le béton. Les tiges d'ancrages sont nécessaires pour maintenir le poteau en position et transmettre les efforts de traction aux fondations.

Les pieds de poteaux peuvent être encastrés ou articulés.

On procédera au calcul des pieds de poteau encastrés.

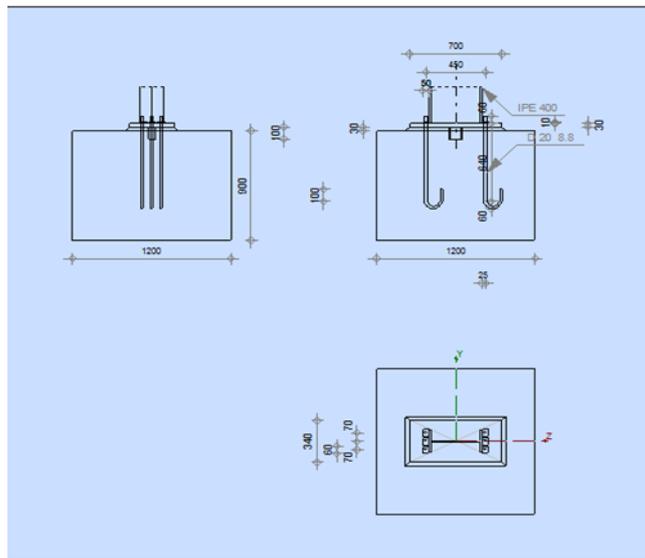


Figure VII 5 Détail de jonction poteau-fondation

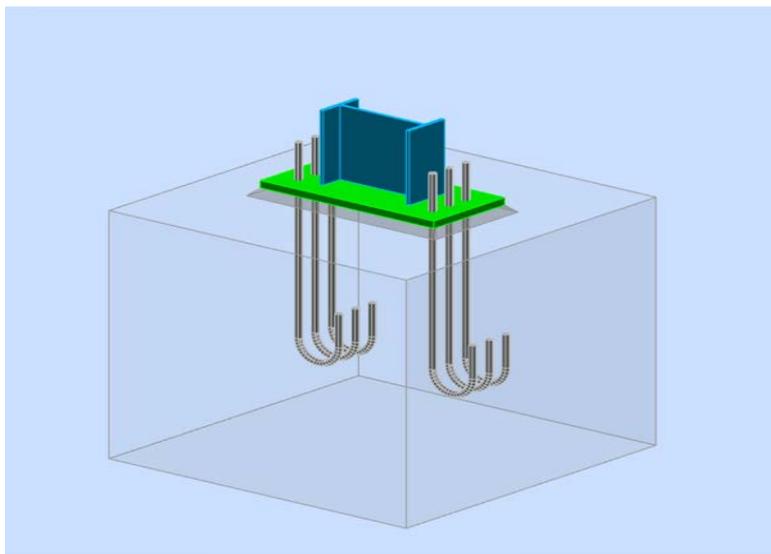


Figure VII 6 3D de la jonction poteau-fondation

ASSEMBLAGE

❖ **Effort sollicitant :**

- $N_{sd} = 83,92 \text{ kN}$
- $M_{sd} = 133,97 \text{ kN.m}$

VII.8.2 Dimensionnement de la plaque d'assise:

• **Cordon de soudure :**

▪ **Semelle IPE 400 :**

$$\alpha_s = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 13,5 = 9,45 \text{ mm}$$

⇒ On prend $\alpha_s = 10 \text{ mm}$

• **Ame HEA 300:**

$$\alpha_a = 0,7 \times t_f = 0,7 \times 8,6 = 6,02 \text{ mm}$$

⇒ On prend $\alpha_a = 8 \text{ mm}$

VII.8.2.1. Surface de la plaque :

$$a \geq h_a + (2\alpha_s) \Rightarrow a \geq 400 + 2 \times 10 = 420 \text{ mm}$$

⇒ On prend $a = 450 \text{ mm}$

$$b \geq h_s + (2\alpha_s) \Rightarrow b \geq 180 + 2 \times 10 = 200 \text{ mm}$$

⇒ On prend $b = 340 \text{ mm}$

VII.8.2.2. Épaisseur de la plaque :

$$t \geq U \sqrt{\frac{3\sigma}{\sigma_e}}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} U = 80 \text{ mm} \\ \sigma = \frac{N}{a \times b} = \frac{83,92 \times 10^2}{450 \times 340} = 5,48 \times 10^{-2} \text{ daN/mm}^2 \end{array} \right.$$

$$t \geq 80 \sqrt{\frac{3 \times 5,48 \times 10^{-2}}{24}} = 6,62 \text{ mm}$$

ASSEMBLAGE

On opte une épaisseur $t = 20 \text{ mm}$

VII. 8. 3. Vérification de la contrainte de compression sur la semelle :

$$\sigma < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma = \frac{N}{a \times b} = 5,48 \text{ daN/cm}^2 \ll \bar{\sigma}_b = 80 \text{ daN/cm}^2$$

⇒ **Condition vérifiée**

On doit vérifier aussi que :

$$\sigma \cdot b \cdot \frac{U^2}{2} \leq M_e$$

Avec :

❖ M_e : est Le moment résistant élastique de la platine

$$M_e = \sigma_e \cdot \frac{I}{V} = \frac{b \cdot t^2}{6}$$

$$\text{➤ } \sigma \cdot b \cdot \frac{U^2}{2} = 789120 \text{ daN.cm}$$

$$\text{➤ } M_e = \sigma_e \cdot \frac{I}{V} = 24 \times \frac{45 \times 30^2}{6} = 162000 \text{ daN.cm}$$

⇒ **Condition vérifiée**

VII. 8. 4. Condition d'équilibre du BAEL :

$$\frac{N}{4} \leq F_A = \pi \cdot T_{su} \cdot \varphi \cdot L_1$$

Avec :—

- $L_1 = 20 \varphi$
- $T_{su} = 0,6 \cdot \varphi_s^2 \cdot f_{tj}$
- $\varphi_s = 1$ (Rond lisse)
- $f_{tj} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ Mpa}$

$$F_A = \pi \cdot 1,26 \cdot 20 \cdot 20 \cdot 20 = 31651,2 \text{ N}$$

$$\frac{N}{4} = \frac{83,92 \times 10^2}{4} = 2098 \text{ daN}$$

ASSEMBLAGE

$$\frac{N}{4} = 2098 \text{ daN} \leq F_A = 3165,12 \text{ daN} \dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

VII. 8. 5. Vérification de la tige d'ancrage :

$$N_a = 0,1 \cdot \left(1 + \frac{7g_c}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{d_1}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{N}{4}$$

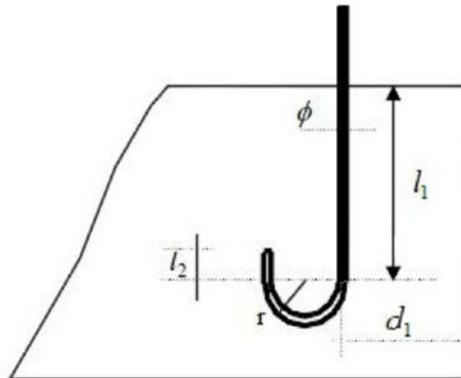


Figure VII 5 tige d'ancrage

Avec :

- $g_c = 350 \text{ Kg/m}^3$ (Dosage du béton)
- $r = 3\varphi$
- $l_1 = 20\varphi$
- $l_2 = 2\varphi$
- $d_1 =$ la distance la plus petite de l'axe de la tige à une paroi du massif en béton ($d_1 = 60\text{mm}$)

$$0,1 \cdot \left(1 + \frac{7 \times 350}{1000}\right) \times \frac{\varphi}{\left(1 + \frac{\varphi}{40}\right)^2} (20\varphi + 19,2\varphi + 7\varphi) \geq \frac{7245,3 \times 10^2}{4} = 1811,3$$

D'où l'on tire :

$$\varphi^2 - 13,4\varphi - 262,9 \geq 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 36,02 \Rightarrow \varphi \geq 24,71\text{mm}$$

On adapte $\Rightarrow \varphi = 30\text{mm}$

FONDATION

Chapitre VIII : Fondation

VIII.1 Introduction :

La fondation est la partie inférieure d'un ouvrage. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant de la superstructure au sol dans les conditions les plus favorables.

Sous les efforts transmis, le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables pour l'ouvrage lui-même.

Le dimensionnement des fondations est fait selon le règlement BAEL91.

VIII.2 Rapport géotechnique :

Pendant la réalisation des travaux le rapport géotechnique est établi à partir des essais effectués

On choisit des semelles isolées comme type de fondation utilisé dans notre projet. Chaque semelle est soumise à :

- un effort normal
- un moment de flexion

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation

VIII.3 Charges à prendre en considération :

Les efforts sollicitant les plus défavorables calculés par le logiciel ROBOT sont :

- $N_u = 84,91 \text{KN}$
- $N_s = 66,47 \text{KN}$
- $M_s = 160,91 \text{kN.m}$

Ces valeurs sont amplifiées par 1.2 fois selon l'article C.1.2.1 du CBA93 [5], ce qui nous donne :

- $N_u = 101,89 \text{KN}$
- $N_s = 79,76 \text{KN}$
- $M_s = 193,1 \text{kN.m}$

FONDATION

VIII.3. Dimensionnement de la Semelle :

VIII.3.1 Détermination de A et B :

$$\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow \begin{cases} A = B \times \frac{a}{b} \\ B = A \times \frac{b}{a} \end{cases}$$

On a :

$$a = b = 0,7 \Rightarrow A = B (\text{semelle carré})$$

$$A^2 = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{101,89}{200}} = 0,72$$

Donc on prend une semelle de dimensions $(1,2 \times 1,2)m^2$

VIII.3.2 Détermination de d et h :

$$h = d + 5 \text{ cm}$$

$$\frac{B-b}{4} \leq d \leq A-a \quad \Rightarrow \frac{1,2-0,7}{4} = 0,13 \leq d \leq 1,2 - 0,7 = 0,5$$

$$13 \text{ cm} \leq d \leq 50 \text{ cm}$$

donc on prend $d = 45 \text{ cm}$

Alors $h = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$

VIII.3.3 Calcul du ferrailage :

➤ À ELU :

$$A_u = \frac{N_u \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

FONDATION

$$N_u = 101,89\text{KN}(\text{Calculé par ROBOT})$$

$$A_u = \frac{101,89 \times 10^{-3} \times (1,2 - 0,7)}{8 \times 0,45 \times 348} = 0,406 \text{ cm}^2$$

➤ À ELS:

$$A_s = \frac{N_s \times (A - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{n} \times f_{c28}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$N_s = 79,76\text{KN}(\text{Calculé par ROBOT})$$

$$A_s = \frac{79,76 \times 10^{-3} \times (1,2 - 0,7)}{8 \times 0,45 \times 201,63} = 0,55 \text{ cm}^2$$

Nous avons $A_s > A_u$ donc on prend un ferrailage de 8T10 = 6,28 cm²

VIII.3. 4 Détermination de la hauteur du patin 'e' :

$$e \geq \max(6\phi + 6\text{cm}, 15\text{cm})$$

$$\Rightarrow e \geq \max(12; 15\text{cm}) \text{ donc on prend } e = 20 \text{ cm}$$

VIII.2. 5 Vérification du poinçonnement :

$$N'_u < 0,045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$N'_u = N \left(1 - \frac{(a+h)(b+h)}{s}\right)$$

N : Effort maximal tiré à partir du fichier ROBOT

$$N'_u = 101,89 \left(1 - \frac{(0,7+0,5)(0,7+0,5)}{4}\right) = 65,21$$

$$P_c = [(a+h) + (b+h)] \times 2 = 5,8\text{m}$$

$$N'_u = 65,21\text{KN} < 0,045 \times 5,8 \times 0,5 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 217,5$$

⇒ Condition vérifiée.

FONDATION

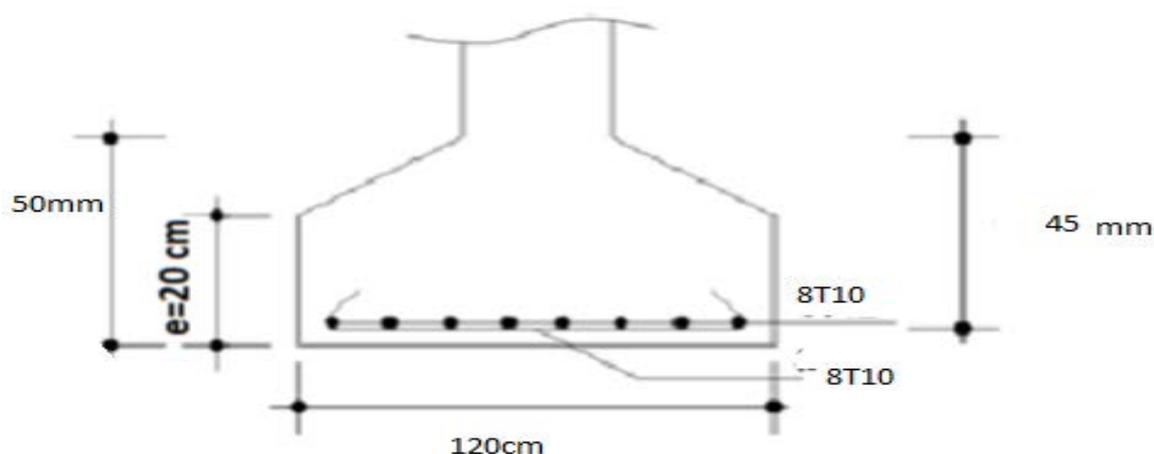


Figure VIII.1: Ferrailage des semelles isolées.

VIII.3 Calcul des longrines :

Les longrines sont des éléments d'infrastructure qui ont pour rôle de relier les semelles. Elles sont sollicitées par un effort normal de traction.

Selon le RPA 99 version 2003, les dimensions minimales sont de (25x30) cm². pour site S3
Donc, on prend des longrines de dimensions (30x35) cm².

Les longrines, ou le dispositif équivalent, doivent être calculées pour résister à la traction sous 20kN. L'action d'une force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

Avec :

N : Est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés

$\alpha = 15$ selon la catégorie du site

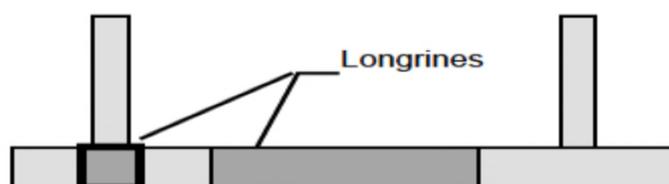


Figure VI.4: Coupe transversale des semelles isolées.

FONDATION

VIII.3.1 Calcul du ferrailage :

• À ELU :

$$F_u = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

$$N_u = 101,89KN \Rightarrow F_u = \frac{101,89}{15} = 6,79 \geq 20KN$$

Avec :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$A_{st} = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{6,79}{348} = 0,2cm^2$$

$$A_{st} = 0,2cm^2$$

• À ELS :

$$F_s = \frac{N}{\alpha} \geq 20KN$$

$$N_s = N_s = 79,76KN \Rightarrow F_s = \frac{79,76}{15} = 5,32 \geq 20KN$$

Avec :

$$\overline{\sigma}_{sol} = 201,63 MPa$$

$$A_{st} = \frac{F_s}{\overline{\sigma}_{sol}} = \frac{5,32}{201,63} = 0,26cm^2$$

$$A_{st} = 0,26cm^2$$

Le RPA 99 version 2003 exige un ferrailage minimum 0,6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 \emptyset)

$$A_{min} = 0,6\% (30 \times 35) = 6,30 cm$$

On prend $A_{st} = 6T12 = 6,79 cm$

❖ Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \left(\frac{h}{35}; \emptyset_{min}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\emptyset_t \leq \left(\frac{35}{35}; \emptyset_{min}; \frac{30}{10} \right) \text{ avec } : \emptyset_t \leq 12mm$$

FONDATION

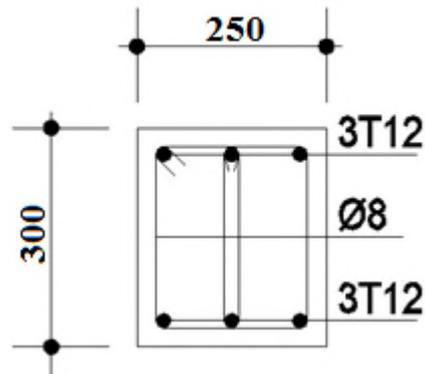
Alors on prend $\varnothing_t = 8mm$

❖ Calcul de l'espacement des cadres :

Le RPA99 exige des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser :

$$St \leq (20 \text{ cm} ; 15\varnothing_t)$$

$\Rightarrow St \leq (20 \text{ cm} ; 15\varnothing_t)$ Alors on adopte un espacement $s_t = 10cm$



Conclusion

Ce modeste travail nous a donné une occasion pour appliquer et approfondir toutes nos connaissances théoriques acquises durant le cursus de notre formation de master en génie civil.

Ce travail nous a permis d'étudier et dimensionner un hangar métallique. Nous avons défini les charges agissantes sur la structure avec lesquelles nous avons choisi des éléments porteurs, pour répondre à la destination de cet ouvrage.

Le logiciel ROBOT nous a aidés dans la modélisation de notre structure.

Ce mémoire nous a offert une occasion de mettre un grand pas qui va nous intégrer dans la vie professionnelle.

Notre curiosité et nos points faible et fort dans la théorie et la pratique ont été dévoilé lors de ces différentes étapes de ce travail de fin d'études.

A la fin de ce travail, nous avons découvert que nous sommes devenu plus motivé, attentionné aux détails, confiant et plus responsables de nos choix.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

CHARGES ET SURCHARGES (DTR B.C 2.2) ministère de l'habitat et de l'urbanisme (ALGERIE).

LAHLOU.D(2012) CALCUL DES ELEMENT DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE3 (Office Des Publication Universitaire).

REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM97 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme,(ALGERIE).

REGLES NEIGE ET VENT « RNV99 » (DTR .C2-4.7) ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA99 VERSION 2003 » ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET DES CONSTRUCTIONS EN BETON ARME suivant la méthode des états limites « **BAEL91** » ministère de l'habitat et de l'urbanisme.

PFE MASTER CONSTRUCTION METALLIQUE (UNIVERSITE DE TLEMCEN)

Résumé

La conception et le dimensionnement d'un hangar à REMCHI (W -TLEMEN) est le thème de ce mémoire. Dans ce projet de fin d'étude, les axes principaux de l'étude sont la conception et le dimensionnement d'un hangar en charpente métallique.

Un travail de conception doit être fait, à partir de plan d'architecte. Il faut définir un filaire, une géométrie de portique, étudier la stabilité de sa structure, faire des choix en ce qui concerne l'enveloppe du bâtiment et la toiture.

Ce travail nous amène à définir les hypothèses de charges, et effectuer les descentes de charges. Le premier volet de ce travail consiste en l'évaluation des charges et surcharges ainsi que les effets de ses actions climatiques selon le règlement «RNV 99» version 2013.

L'élaboration de la note de calcul concernant panne, contreventements, portique et Assemblages, fait partie intégrante de ce travail. L'étude est réalisée avec les normes C.C.M97 Pour la partie charpente métallique.

Pour la partie béton armé (fondation) on se référera sur le BAEL 91 modifiée 99, et RPA 99 version 2003.

Pour l'ensemble du projet, le dimensionnement des portiques se fait avec l'aide du Logiciel **ROBOT**

Mots clef : Construction métallique –dimensionnement- hangar.

Abstract

The design of an shed pool in REMCHI (TLEMEN) is the theme of this work. In this project, the main axes are the development and design of the pool where the study concerns principally, the large pool. In the design part, and from the architectural plans, the frame geometry is defined and the stability of structure is studied. The first part of this work is the assessment of the loads in addition to the climatic effects based on the Algerian regulations. The development of the design note concerning bracing, gantry and assemblies is an integral part of this work. The study is performed with C. C. M 97 and CITC M

standards for the steel elements, the BAEL 91 modified 99 regulations for the reinforced concrete part, and the RPA 99 for the para-seismic survey. The modeling of the studied structure and design was done by software **ROBOT**.

Key words : Steel structure, design, shed.

ملخص

مشروع نهاية دراستنا قام على اساس تصميم و قياس ابعاد مخزن يقع برمشي (تلمسان) هذا الاخير مكون من بناء معدني مدعم بمضادات للرياح المتنوعة الكل مغطى بهيكل معدني

مدى دراستنا للمشروع تمحور عملنا في بادئ الامر على تقييم مختلف الانتقال

من قياس مختلف العناصر وكيفية 99 من قواعد الثلج و رياح لاجل التمكن وحساب التأثيرات المناخية المحصل عليها كذلك استخدمنا قواعد الاسمنت المسلح في 97 تركيبها ببعضها البعض على اساس التصميم و القياس للمنشآت المعدنية للحساب و للتدعمات بالحديد المركب لمختلف 99 نسخة 2003 المحدودة والقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 91 الحالات العناصر المكونة من الاسمنت المسلح بمساعدة الحبكة الاعلامية (روبو)

كلمات مفتاحية منشآت معدنية التحجيم مخزن

